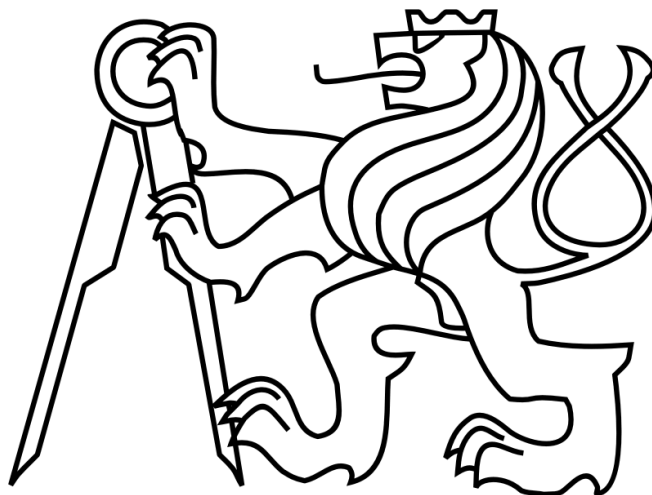


ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební



**Využití vláknobetonu pro primární ostění
tunelu Považský Chlmec**

DIPLOMOVÁ PRÁCE

Praha, leden 2017

Bc. Martin Baláž



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra geotechniky

**Využití vláknobetonu pro primární ostění
tunelu Považský Chlmec**

**Utilisation of SFRC for Primary Lining of the
Považský Chlmec Tunnel**

DIPLOMOVÁ PRÁCE

Bc. Martin Baláž

Studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Vedoucí práce: prof. Ing. Matouš Hilar, MSc., Ph.D., CEng., MICE

Praha, leden 2017



ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Baláž	Jméno: Martin	Osobní číslo: 380530
Zadávací katedra: Katedra geotechniky (K 135)		
Studijní program: Stavební inženýrství		
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby		

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Využití vláknobetonu pro primární ostění tunelu Považský Chlmec	
Název diplomové práce anglicky: Utilisation of SFRC for Primary Lining of the Považský Chlmec Tunnel	
Pokyny pro vypracování: Popis stavby tunelu Považský Chlmec, zkušenosti z výstavby tunelu, geotechnické poměry tunelu Numerické modelování vybraných příčných řezů MKP ve 2D a výpočet vnitřních sil na primární ostění tunelu Návrh a posouzení běžně vyztuženého primárního ostění Alternativní návrh primárního ostění ze stříkaného vláknobetonu Posouzení vláknobetonového ostění podle principů Eurokódu a rakouských předpisů Porovnání alternativního návrhu s realizovaným řešením	
Seznam doporučené literatury: Články a příspěvky související s výstavbou tunelu Považský Chlmec (časopis Tunel, konference PS2016) Články a příspěvky související s využitím stříkaného vláknobetonu (časopis Tunel, konference PS a WTC) Projektová dokumentace stavebního objektu "410-00 Razenie tunela NRTM a primárne ostenie" (Hochtief CZ) Podklady z provedeného inženýrsko-geologického průzkumu "Část B - Tunel Považský Chlmec" (Hochtief CZ) Podklady od výrobců vláknobetonových směsí (BASF) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí (J. Procházka) EN 14651: Test method for metallic fibered concrete - Measuring the flexural tensile strength (CEN) Model Code 2010 (CEB FIP) Richtlinie Faserbeton, Richtlinie Spritzbeton (ÖNORM)	
Jméno vedoucího diplomové práce: doc. Ing. Matouš Hilar, M.Sc., Ph.D., CEng., MICE	
Datum zadání diplomové práce: 3. 9. 2016	Termín odevzdání diplomové práce: 8. 1. 2017 <i>Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku</i>
Podpis vedoucího práce	Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

<i>Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutné uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.</i>	
Datum převzetí zadání	Podpis studenta(ky)



ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Thákurova 7, 166 29 Praha 6

PROHLÁŠENÍ

Jméno studenta: Bc. Martin Baláž

Název diplomové práce: Využití vláknobetonu pro primární ostění tunelu
Považský Chlmec

Čestně prohlašuji, že jsem uvedenou diplomovou práci v celém jejím rozsahu vypracoval samostatně, s využitím konzultací a uvedených podkladů.

V Praze dne: _____

podpis

Abstrakt

Obsahem této diplomové práce je posouzení možnosti využití stříkaného vláknobetonu pro primární ostění dálničního tunelu Považský Chlmec a porovnání alternativního návrhu s realizovaným standardním řešením. Součástí práce je numerické modelování tří příčných řezů a posouzení únosnosti ostění v daných řezech, které vychází mimo jiné i z mezinárodních předpisů a rakouských směrnic. Práce obsahuje i textovou část, která je věnovaná popisu ražby tunelu Považský Chlmec v zastižených geotechnických podmínkách včetně porovnání předpokladů a skutečnosti. V práci je dále řada informací k problematice tunelového ostění ze stříkaného vláknobetonu (platné normy a předpisy v ČR a zahraničí, dosavadní zkušenosti z ČR a zahraničí, informace k projektové přípravě i následné realizaci, relevantní laboratorní zkoušky, atd.).

Klíčová slova: tunel, NRTM, NMT, numerické modelování, MKP, primární ostění, vláknobeton

Abstract

This diploma work is focused on evaluation of possibility to utilise fibre reinforced sprayed concrete for a primary lining of the Považský Chlmec tunnel and comparison of alternative design with the realised standard solution. The work includes numerical modelling of three cross-sections and evaluation of tunnel lining capacity based on international and Austrian guidelines. The work also includes details about excavation the Považský Chlmec tunnel in encountered geological conditions including comparison of expectations and reality. The work also contains additional informations about tunnel lining from fibre reinforced sprayed concrete (valid standards and guidelines in the Czech Republic and abroad, experience from the Czech Republic and abroad, details about design and construction, relevant laboratory testing, etc.).

Keywords: tunnel, NATM, Drill & Blast, numerical modelling, FEM, primary lining, fibre reinforced concrete

Obsah

1. Úvod	19
2. Tunel Považský Chlmec	21
2.1. Základní informace o projektu.....	21
2.2. Vzorový příčný řez	24
2.3. Spolupráce v režimu žluté knihy FIDIC	25
3. Zastižené geotechnické podmínky	27
4. Ražba tunelu	33
4.1. Organizace výstavby	34
4.2. Ražba a primární vyztužení výrubu.....	37
4.3. Technologické třídy.....	40
4.4. Nová rakouská tunelovací metoda	45
5. Stříkaný beton v podzemním stavitelství	49
5.1. Složky betonové směsi	49
5.1.1. Cement.....	50
5.1.2. Kamenivo	50
5.1.3. Voda	51
5.1.4. Přísady	52
5.1.5. Příměsi	53
5.1.6. Vlákna	53
5.2. Způsoby nástřiku betonu.....	54
5.2.1. Suchý způsob nástřiku betonu.....	54
5.2.2. Mokrý způsob nástřiku betonu	55
5.2.3. Porovnání technologií nástřiku.....	55
5.3. Realizace nástřiku	58
5.4. Požadavky na stříkaný beton.....	63
5.4.1. Typy stříkaného betonu podle jeho funkce.....	63
5.4.2. Třídy pevnosti stříkaného betonu.....	64
5.4.3. Obory pevnosti mladého stříkaného betonu.....	65
5.4.4. Další vlastnosti stříkaného betonu a jejich zkoušení	66
5.5. Kontrola kvality stříkaného betonu	67
6. Provedené numerické modelování.....	70
6.1. Modelované příčné řezy.....	71
6.2. Geometrické parametry modelovaných řezů	72
6.2.1. Rozsah řešené oblasti	72
6.2.2. Tvar výrubu a kotvené oblasti	73

6.3.	Geotechnické podmínky modelovaných řezů.....	74
6.4.	Materiálové charakteristiky stříkaného betonu	78
6.5.	Zavedení vlivu svorníků do numerického modelu.....	79
6.6.	Síť konečných prvků	80
6.7.	Fáze výpočtu	81
6.8.	Napětí horninového masivu	86
6.9.	Deformace primárního ostění	87
6.10.	Vnitřní síly v primárním ostění	89
7.	Posouzení běžně vyztuženého primárního ostění.....	92
7.1.	Materiálové charakteristiky betonu a výztuže.....	92
7.1.1.	Minimální plocha výztuže.....	95
7.2.	Sestrojení interakčního diagramu	96
7.2.1.	Pravá strana diagramu	96
7.2.2.	Levá strana diagramu	100
7.3.	Shrnutí výsledků posouzení běžně vyztuženého ostění.....	102
8.	Primární ostění ze stříkaného vláknobetonu	104
8.1.	Příprava vláknobetonových směsí pro stříkaný vláknobeton.....	105
8.2.	Typy vláken	106
8.3.	Navržená receptura	110
8.4.	Zatěžovací zkoušky vláknobetonových vzorků.....	112
8.4.1.	Stanovení kapacity absorbované energie na kruhovém panelu	112
8.4.2.	Stanovení kapacity absorbované energie na čtvercovém panelu.....	115
8.4.3.	Zkouška třibodovým ohybem s vrubem	118
8.4.4.	Zkouška čtyřbodovým ohybem bez vrubu.....	123
8.4.5.	Porovnání zkoušky třibodovým a čtyřbodovým ohybem	125
9.	Návrh a posouzení vláknobetonového primárního ostění.....	127
9.1.	Norská tunelovací metoda a stříkaný vláknobeton	128
9.1.1.	Základní aspekty NMT	128
9.1.2.	Kvalita horninového masivu v norských geotechnických podmínkách.....	130
9.1.3.	Q-systém	132
9.2.	Posouzení únosnosti – bez zohlednění vlivu vláken	137
9.3.	Posouzení únosnosti – se zohledněním vlivu vláken	139
9.3.1.	Doplňující postupy podle Model Code 2010.....	141
9.3.2.	Doplňující postupy podle rakouské směrnice	147
10.	Porovnání běžně vyztuženého a vláknobetonového primárního ostění	152
10.1.	Hledisko únosnosti	154
10.2.	Rychlost ražby.....	156

10.3.	Doba ražby.....	160
10.4.	Ekonomické hledisko.....	161
10.4.1.	Náklady na vybrané prvky zajištění pro obě varianty	161
10.4.2.	Náklady související s dobou ražeb.....	163
10.4.3.	Celkové náklady	165
10.5.	Shrnutí výsledků porovnání	166
11.	Metoda LaserShell	167
12.	Závěr.....	169

Přílohová část:

1) Tunel Považský Chlmec

- Příloha č. 1. 1 Vzorový příčný řez – ražený tunel na patkách
- Příloha č. 1. 2 Vzorový příčný řez – ražený tunel se spodní klenbou

2) Výsledky inženýrskogeologického průzkumu

- Příloha č. 2. 1 Přehled a charakteristika vyčleněných kvazihomogenních celků

3) Technologie ražby

- Příloha č. 3. 1 Technologie ražby NRTM pro TT 4.1
- Příloha č. 3. 2 Technologie ražby NRTM pro TT 4.2
- Příloha č. 3. 3 Technologie ražby NRTM pro TT 5.1
- Příloha č. 3. 4 Technologie ražby NRTM pro TT 5.2
- Příloha č. 3. 5 Technologie ražby NRTM pro TT 6.1
- Příloha č. 3. 6 Technologie ražby NRTM pro TT 6.2
- Příloha č. 3. 7 Technologie ražby NRTM pro TT 6.3
- Příloha č. 3. 8 Technologie ražby NRTM pro TT MP1
- Příloha č. 3. 9 Schéma podélných profilů s délkami úseků TT

4) Numerické modelování

- Příloha č. 4. 1 Schéma půdorysu tunelu s modelovanými řezy
- Příloha č. 4. 2 Schéma podélných profilů s modelovanými řezy
- Příloha č. 4. 3 Numerický model řezu 1 – 1 (TT 4.2)
- Příloha č. 4. 4 Numerický model řezu 3 – 3 (TT 6.2)

5) Posouzení únosnosti běžně vyztuženého primárního ostění

Příloha č. 5. 1	Posouzení TT 4.2 (běžné vyztužení, 3 dny)
Příloha č. 5. 2	Posouzení TT 4.2 (běžné vyztužení, 28 dní)
Příloha č. 5. 3	Posouzení TT 5.1 (běžné vyztužení, 3 dny)
Příloha č. 5. 4	Posouzení TT 5.1 (běžné vyztužení, 28 dní)
Příloha č. 5. 5	Posouzení TT 6.2 (běžné vyztužení, 3 dny)
Příloha č. 5. 6	Posouzení TT 6.2 (běžné vyztužení, 28 dní)

6) Posouzení únosnost primárního ostění bez zohlednění vlivu vláken

Příloha č. 6. 1	Posouzení TT 4.2 (bez vlivu vláken, 3 dny)
Příloha č. 6. 2	Posouzení TT 4.2 (bez vlivu vláken, 28 dní)
Příloha č. 6. 3	Posouzení TT 5.1 (bez vlivu vláken, 3 dny)
Příloha č. 6. 4	Posouzení TT 5.1 (bez vlivu vláken, 28 dní)
Příloha č. 6. 5	Posouzení TT 6.2 (bez vlivu vláken, 3 dny)
Příloha č. 6. 6	Posouzení TT 6.2 (bez vlivu vláken, 28 dní)

7) Posouzení únosnosti primárního ostění se zohledněním vlivu vláken

Doplňující postupy podle mezinárodního předpisu Model Code 2010

Příloha č. 7. 1	Posouzení TT 4.2 (MC 2010, 3 dny)
Příloha č. 7. 2	Posouzení TT 4.2 (MC 2010, 28 dní)
Příloha č. 7. 3	Posouzení TT 5.1 (MC 2010, 3 dny)
Příloha č. 7. 4	Posouzení TT 5.1 (MC 2010, 28 dní)
Příloha č. 7. 5	Posouzení TT 6.2 (MC 2010, 3 dny)
Příloha č. 7. 6	Posouzení TT 6.2 (MC 2010, 28 dní)

Doplňující postupy podle rakouské směrnice pro vláknobeton (Richtlinie Faserbeton)

Příloha č. 7. 7	Posouzení TT 4.2 (RL, 3 dny)
Příloha č. 7. 8	Posouzení TT 4.2 (RL, 28 dní)
Příloha č. 7. 9	Posouzení TT 5.1 (RL, 3 dny)
Příloha č. 7. 10	Posouzení TT 5.1 (RL, 28 dní)
Příloha č. 7. 11	Posouzení TT 6.2 (RL, 3 dny)
Příloha č. 7. 12	Posouzení TT 6.2 (RL, 28 dní)

8) Zpracované časové snímky

Příloha č. 8. 1	Časové snímky TT 4.1 – kalota
Příloha č. 8. 2	Časové snímky TT 4.1 – opěří
Příloha č. 8. 3	Časové snímky TT 4.2 – kalota
Příloha č. 8. 4	Časové snímky TT 4.2 – opěří
Příloha č. 8. 5	Časové snímky TT 5.1 – kalota
Příloha č. 8. 6	Časové snímky TT 5.1 – opěří
Příloha č. 8. 7	Časové snímky TT 5.2 – kalota
Příloha č. 8. 8	Časové snímky TT 5.2 – opěří

Seznam použitých zkratk:

2D	dvourozměrný
CMOD	rozevření trhliny (Crack Mouth Opening Displacement)
EC 0	ČSN EN 1990 (Eurokód 0: Zásady navrhování konstrukcí)
EC 1	ČSN EN 1991 (Eurokód 1: Zatížení konstrukcí)
EC 2	ČSN EN 1992 (Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí)
EC 7	ČSN EN 1997 (Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí)
EC	Eurokód
FIDIC	Mezinárodní federace konzultačních inženýrů (Fédération Internationale des Ingénieurs-Conseils)
HG	hydrogeologický
HPV	hladina podzemní vody
IGP	inženýrskogeologický průzkum
JTT	jižní tunelová trouba
KZP	kontrolní a zkušební plán
LOP	mez úměrnosti (Limit of Proportionality)
MC	mezinárodní předpis Model Code
MKP	metoda konečných prvků
MS	mezní stav
MSP	mezní stav použitelnosti
MSÚ	mezní stav únosnosti
NGI	Norský geotechnický institut (the Norwegian Geotechnical Institute)
NMT	Norská tunelovací metoda (Norwegian Method of Tunnelling)
NRTM	Nová rakouská tunelovací metoda
RDP	zatěžovací zkouška kruhového panelu (Round Determinate Panel test)
RDS	realizační dokumentace stavby

RILEM	Mezinárodní unie laboratoří pro zkoušení a výzkum materiálů a struktur (Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux, systèmes de construction et ouvrages)
RL	rakouská směrnice (Richtlinie)
RQD	klasifikační index pro ohodnocení masivu na základě jádrových vrtů (Rock Quality Designation)
RRS	výztužná žebra se stříkaným vláknobetonem a kotvením (Reinforced Ribs of Sprayed Concrete)
SB	stříkaný beton
SCL	tunelovací metoda používaná v Anglii (Sprayed Concrete Lining)
SFRC	stříkaný vláknobeton (Sprayed Fibre Reinforced Concrete)
STT	severní tunelová trouba
TKP	technicko-kvalitativní podmínky
TM	tunelový metr
TT	technologická třída
ZS	zatěžovací stav
ZTKP	zvláštní technicko-kvalitativní podmínky
ŽB	železobeton

Seznam použitých symbolů:

A	plocha průřezu primárního ostění [m^2]
$A_{0,50-3\text{ mm}}$	plocha pod křivkou mezi předepsanými průhyby od 0,5 do 3 mm [$\text{kN}\cdot\text{mm}$]
$A_{P-\Delta}$	plocha pod křivkou zatížení-průhyb [$\text{kN}\cdot\text{mm}$]
A_k	plocha připadající na jeden svorník [m^2]
$A_{s,\text{navržená}}$	navržená plocha výztuže [mm^2]
$A_{s,\text{min}}$	minimální plocha výztuže [mm^2]

A_{s1}	plocha horní prutové výztuže [mm ²]
A_{s2}	plocha dolní prutové výztuže [mm ²]
b	šířka průřezu [mm]
c	soudržnost horniny [kPa]
c'	zvýšená soudržnost horniny zohledňující vliv kotvení [kPa]
c_k	přídavek k soudržnosti horniny zohledňující vliv kotvení [kPa]
d	účinná výška průřezu [mm]
d_f	ekvivalentní průměr jednoho vlákna [mm]
E_{abs}	kapacita energetické absorpce [J]
E_{cm}	sečnový modul pružnosti betonu [kPa]
E_{def}	modul přetvárnosti [MPa]
E_s	modul pružnosti oceli [GPa]
$f_{R,j}$	pevnost v tahu za ohybu pro CMOD _j [MPa]
$f_{cd,28\text{ dní}}$	návrhová pevnost betonu v tlaku ve stáří 28 dní [MPa]
$f_{cd,3\text{ dny}}$	návrhová pevnost betonu v tlaku ve stáří 3 dnů [MPa]
f_{cd}	návrhová pevnost betonu v tlaku [MPa]
$f_{ck,28\text{ dní}}$	charakteristická pevnost betonu v tlaku ve stáří 28 dní [MPa]
$f_{ck,3\text{ dny}}$	charakteristická pevnost betonu v tlaku ve stáří 3 dnů [MPa]
f_{ck}	charakteristická pevnost betonu v tlaku [MPa]
f_{ctm}	střední hodnota pevnosti betonu v tahu [MPa]
f_{eqku}	charakteristická ekvivalentní pevnost v tahu za ohybu [MPa]
f_{eqmu}	průměrná residuální pevnost v tahu za ohybu [MPa]
$f_{fctd,fl}$	návrhová residuální pevnost v tahu za ohybu [MPa]
$f_{fctk,fl}$	charakteristická residuální pevnost v tahu za ohybu [MPa]
$f_{fctm,fl}$	průměrná residuální pevnost v tahu za ohybu [MPa]

f_{fdu}	návrhová residuální pevnost v tahu za ohybu [MPa]
f_{fku}	charakteristická residuální pevnost v tahu za ohybu [MPa]
f_{yd}	návrhová pevnost oceli [MPa]
f_{yk}	charakteristická pevnost oceli [MPa]
F_c	síla v tlačném betonu [kN]
F_j	zatížení pro CMOD _j [kN]
$F_{s,1}$	síla v horní prutové výztuži [kN]
$F_{s,2}$	síla v dolní prutové výztuži [kN]
F_t	síla v taženém vláknobetonu [kN]
h	výška průřezu [mm]
h_{sp}	výška průřezu nad vrubem [mm]
I	moment setrvačnosti průřezu primárního ostění [m ⁴]
J_a	zvětrání ploch diskontinuity či výplní [-]
J_n	počet puklinových systémů [-]
J_r	drsnost puklin [-]
J_w	vodní tlak [-]
k_0	součinitel bočního tlaku [-]
k_f	korelační součinitel zohledňující tření mezi vzorkem a podporou [-]
k_t	korelační součinitel zohledňující skutečnou tloušťku vzorku [-]
kr	krytí výztuže [mm]
l	rozpětí mezi podporami [mm]
l_f	délka jednoho vlákna [mm]
L	ekvivalentní rozměr [m]
M_{Ed}	návrhový ohybový moment (účinek zatížení) [kNm]
M_{Rd}	návrhová únosnost v ohybu [kNm]

M_j	ohybový moment při zkoušce tříbodovým ohybem pro CMOD _j [kNm]
M_{max}	maximální ohybový moment při zkoušce čtyřbodovým ohybem [kNm]
N_{Ed}	návrhová normálová síla (účinek zatížení) [kN]
N_{Rd}	návrhová únosnost v tlaku (tahu) [kN]
N_u	únosnost jednoho svorníku [kN]
$P_{0,5-3\text{ mm}}$	průměrná síla mezi předepsanými průhybu od 0,5 do 3 mm [kN]
Q	kvalita horninového masivu [-]
SRF	podmínky původní napjatosti horninového masivu [-]
w	tíha běžného metru primárního ostění [kN/m/bm]
x	výška tlačené oblasti [mm]
x_t	výška tažené oblasti [mm]
z	rameno vnitřních sil [mm]
z_c	rameno vnitřních sil pro tlačení beton [mm]
$z_{s,1}$	rameno vnitřních sil pro horní prutovou výztuž [mm]
$z_{s,2}$	rameno vnitřních sil pro dolní prutovou výztuž [mm]
z_t	rameno vnitřních sil pro tažený vláknobeton [mm]
α_{cc}	součinitel uvažující dlouhodobé a nepříznivé účinky [-]
β	rozdělovací součinitel zatížení [-]
γ	dílčí součinitel bezpečnosti [-]
γ_{M0}	dílčí součinitel bezpečnosti pro ocel [-]
γ_c	objemová tíha betonu [kN/m ³]
γ_i	objemová tíha horniny [kN/m ³]
γ_{kc}	součinitel spolehlivosti kotvení [-]
ε	přetvoření [-]
ε_c	přetvoření tlačení beton [mm]

ε_s	přetvoření tažené prutové výztuže [-]
ε_t	přetvoření taženého vláknobetonu [-]
ε_{yd}	mez kluzu oceli [MPa]
κ_h	součinitel velikosti průřezu [-]
σ	normálové napětí [kPa]
$\sigma_{c,lim}$	limitní hodnota normálového napětí v průřezu [MPa]
σ_c	napětí v tlačném betonu [MPa]
σ_s	napětí v tažené prutové výztuži [MPa]
σ_t	napětí v taženém vláknobetonu [MPa]
η	součinitel vlivu geometrie průřezu [-]
ν	Poissonovo číslo [-]
φ	úhel vnitřního tření horniny [°]
\emptyset	průměr prutu [mm]

Poděkování

Na prvním místě děkuji prof. Ing. Matoušovi Hilarovi, MSc., Ph.D., CEng., MICE za odborné vedení při zpracování této diplomové práce, věcné konzultace a cenné rady.

Rovněž děkuji Ing. Pavlovi Růžičkovi, Ph.D., který mi umožnil přístup ke všem potřebným podkladům a zároveň mě uvedl do problematiky primárního ostění z vláknobetonu.

Ing. Michalovi Uhrinovi děkuji za vysvětlení všech mých nejasností spojených s posouzením vláknobetonového ostění podle principů Eurokódu.

Děkuji Ing. Jiřímu Hořejšímu za velmi užitečné konzultace v souvislosti s numerickým modelováním.

Děkuji Ing. Michalovi Zámečníkovi a Ing. Michalovi Kudelovi ze společnosti BASF Stavební hmoty Česká republika s.r.o. za poskytnuté informace o polymerových vláknech a navržených recepturách vláknobetonových směsí.

Děkuji Ing. Jiřímu Šachovi ze stavební firmy Metrostav a. s. za poskytnuté podklady a informace související s využitím vláknobetonu na projektu tunelu Joberg v Norsku.

Děkuji svým kolegům z firmy HOCHTIEF CZ a. s. za jejich pozitivní přístup a pochopení při tvorbě této práce.

Mé poděkování patří také Ing. Aristoteli Caravanasovi, který mi rozšířil obzory v oboru a předal mnoho praktických i teoretických znalostí z tunelářské praxe.

Závěrem bych chtěl touto cestou poděkovat i celé své rodině a přátelům za podporu, které se mi při celém studiu dostalo.

1. Úvod

Podzemní stavby jsou fascinujícím, ale zároveň komplexním a náročným oborem stavebního inženýrství. Je zde přímý vztah mezi horninovým masivem, vytvořeným přírodou a výrubem s podzemní konstrukcí, provedeným lidským zásahem.

V současné době vývoj moderních tunelovacích metod, konstrukčních materiálů a znalostí odborníků výrazně ovlivňuje přístup k návrhu a provádění podzemních staveb. Jedním z hlavních přelomů byla změna ve způsobu myšlení při navrhování tunelů v souvislosti s rozvojem observačních metod, jako je Nová rakouská tunelovací metoda a Norská tunelovací metoda. Tyto dvě metody důsledně využívají vlastní nosnou schopnost horninového masivu, která spolupůsobí s poddajným ostěním (zejména stříkaným betonem nebo vláknobetonem, svorníky, případně výztužnými ocelovými rámy a sítěmi). Tématem předkládané práce je využití stříkaného vláknobetonu, který může nahradit použití ocelových rámu a sítí. Využití vláknobetonu namísto tradičního použití ocelových rámu se sítěmi může vést k rychlejší a zároveň levnější výstavbě podzemních děl.

Vzhledem ke geotechnickým podmínkám, které jsou vhodné pro využití principů uvedených tunelovacích metod a případného využití vláknobetonu, byl pro tuto práci vybrán dálniční tunel Považský Chlmec na trase dálnice D3 na Slovensku. Tento tunel se nachází při severním okraji Žiliny. Ražba dvou tunelových tubusů probíhala od ledna 2015 do srpna 2016. Tunel je veden v relativně pevném horninovém masivu s výškou nadloží až 120 m. Při ražbách byl zastižen masiv převážně velmi dobré až vynikající kvality, který byl schopen po provedení výrubu přenášet většinu namáhání. V takovém případě primární ostění (sestavající ze svorníků, ocelových sítí a tenké vrstvy stříkaného betonu) plnilo zejména bezpečnostní funkci.

Dalším důvodem pro výběr tohoto tunelu je přístup, s jakým byla celá příprava a realizace tunelu prováděna. Smluvní nastavení projektu vychází z režimu „navrhni a postav“ podle žluté knihy FIDIC, tj. z principu, který umožňuje zhotoviteli s jeho projektantem v rámci stanovených pravidel optimalizovat technické řešení projektu, optimalizovat výrobní a provozní vlastnosti a také snižovat výrobní náklady. V daném případě by se mohlo jednat například i o využití vláknobetonového primárního ostění místo ostění, běžně vyztuženého příhradovými rámy a sítěmi.

Je však nutné vždy vyhodnotit vhodnost řešení pro konkrétní projekt, a to nejen vzhledem k únosnosti horninového masivu, ale také k dostupnosti strojního a technologického vybavení, lokálním legislativním podmínkám (např. technické normy), dostupnosti stavebního materiálu apod.

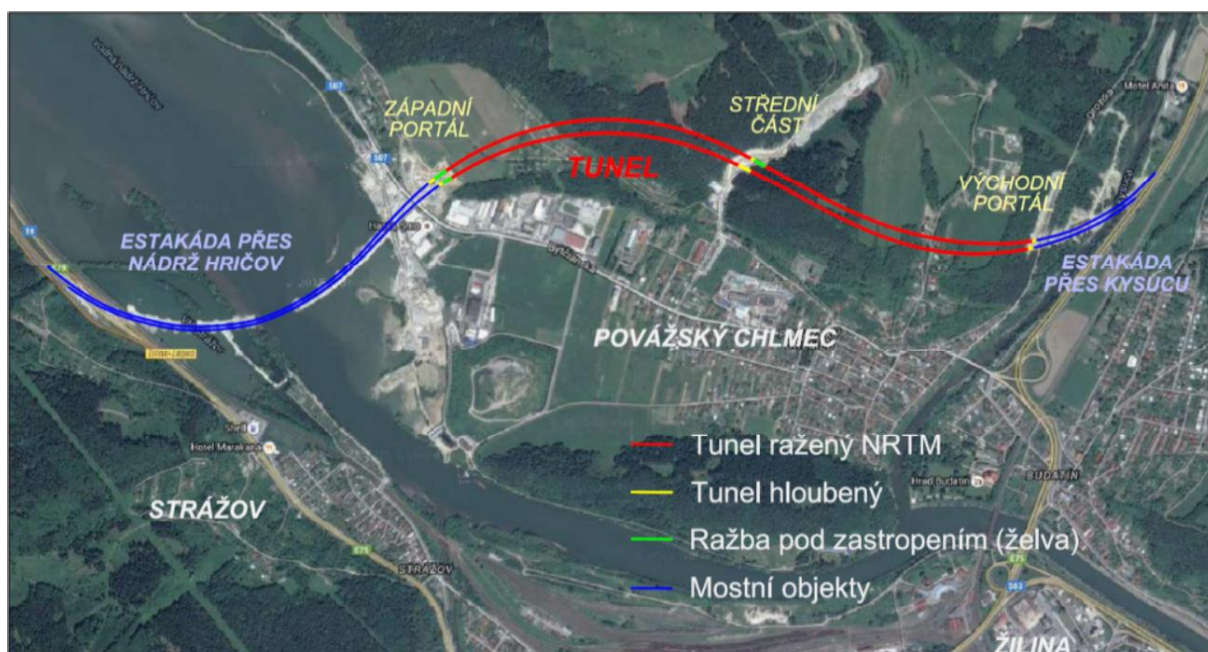
Cílem diplomové práce je posouzení možnosti využití stříkaného vláknobetonu pro primární ostění výše uvedeného tunelu, spolu s porovnáním alternativního návrhu s realizovaným řešením.

2. Tunel Považský Chlmec

2.1. Základní informace o projektu

Tunel Považský Chlmec se nachází na úseku dálnice D3 Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno). Trasa v celkové délce 4250 m překonává nejprve směrově rozdělenou mostní estakádou délky 1493 m (levý most) a 1437 m (pravý most) vodní nádrž Hričov. Ta plynule přechází do západního portálu tunelu Považský Chlmec, aby se z něj po více než dvou kilometrech opět vynořila a přešla na směrově rozdělený most přes řeku Kysucy délky 410 m (levý most) a 402 m (pravý most). [29]

Na Obr. 1 je uvedena schématická situace realizovaného úseku. Jak je vidět, tak tunel byl v některých portálových částech ražen také pod zastropením (tzv. metoda želva).

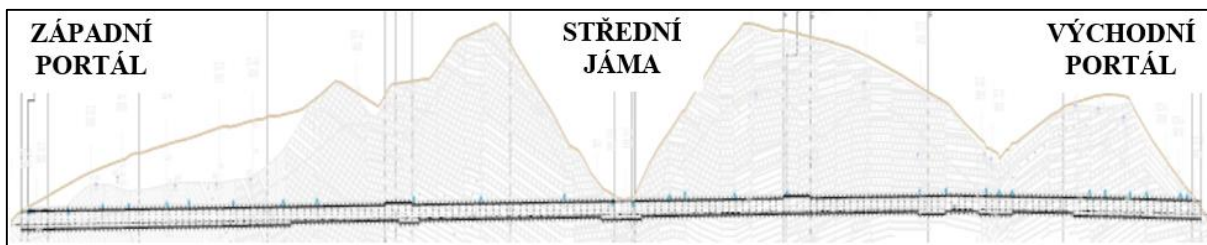


Obr. 1 Schématická situace realizovaného úseku Slovenské dálnice D3 [45]

Stavba byla zahájena v květnu 2014 a plánovaný termín uvedení do provozu je v červnu 2017. Soutěž byla vypsaná a realizace probíhá v režimu „navrhni a postav“ s definováním smluvních podmínek podle žluté knihy FIDIC. To projektantovi i zhotoviteli umožňuje v rámci pravidel uvedených v zadávací dokumentaci optimalizovat již ve fázi nabídky technické řešení i postup výstavby. Tunel je navržen jako dvoutroubový s návrhovou rychlostí 80 km/h. Při provozování tunelu se nepočítá s obousměrným

provozem. V případě uzavření jedné tunelové trouby bude doprava převedena na objízdnu trasu. To má vliv zejména na technologické vybavení tunelu. [29]

Tunel je ražen pomocí NRTM v celé délce s horizontálním členěním výrubu. Hloubené úseky jsou navrženy nejen v oblasti východního a západního portálu, ale i ve střední stavební jámě, kde kvalita horninového masivu a výška nadloží neumožňují tunel razit. Z celkové délky jižní tunelové trouby 2186,5 m je raženo 2120,5 m. V severní tunelové troubě celkové délky 2249 m je raženo 2200 m. Plocha výrubu se pohybuje od 83 m² v případě tunelu na patkách až po 105 m² u tunelu se spodní klenbou a mění se s tloušťkou primárního ostění, velikostí navýšení teoretického tvaru o předpokládané deformace, stavební tolerance a tloušťku hydroizolačního souvrství. Výška nadloží dosahuje až 120 m. Trasa tunelu však prochází i územím, kde naopak malá výška nadloží vedla k ražbě pod zastropením, známé také pod názvem metoda „želva“. Ke zvláštnostem tunelu Považský Chlmec patří jistě i skutečnost, že napjatý harmonogram výstavby vyžadoval ražbu tunelu až z osmi čeleb. Po dvou ze západního a východního portálu a celkem ze čtyř čeleb z prostoru střední stavební jámy. Takové nastavení je při tunelu relativně krátké délky výjimečné. Ražbu tunelu prováděla ze střední stavební jámy firma HOCHTIEF CZ a.s., od západního portálu a později z východního portálu její subdodavatel firma TuCon, a.s. [29]



Obr. 2 Převýšený podélný řez JTT tunelu Považský Chlmec [35]

2. Tunel Považský Chlmec



Obr. 3 Západní portál s mostní estakádou (11/2015) [75]



Obr. 4 Středová jáma (07/2016) [75]

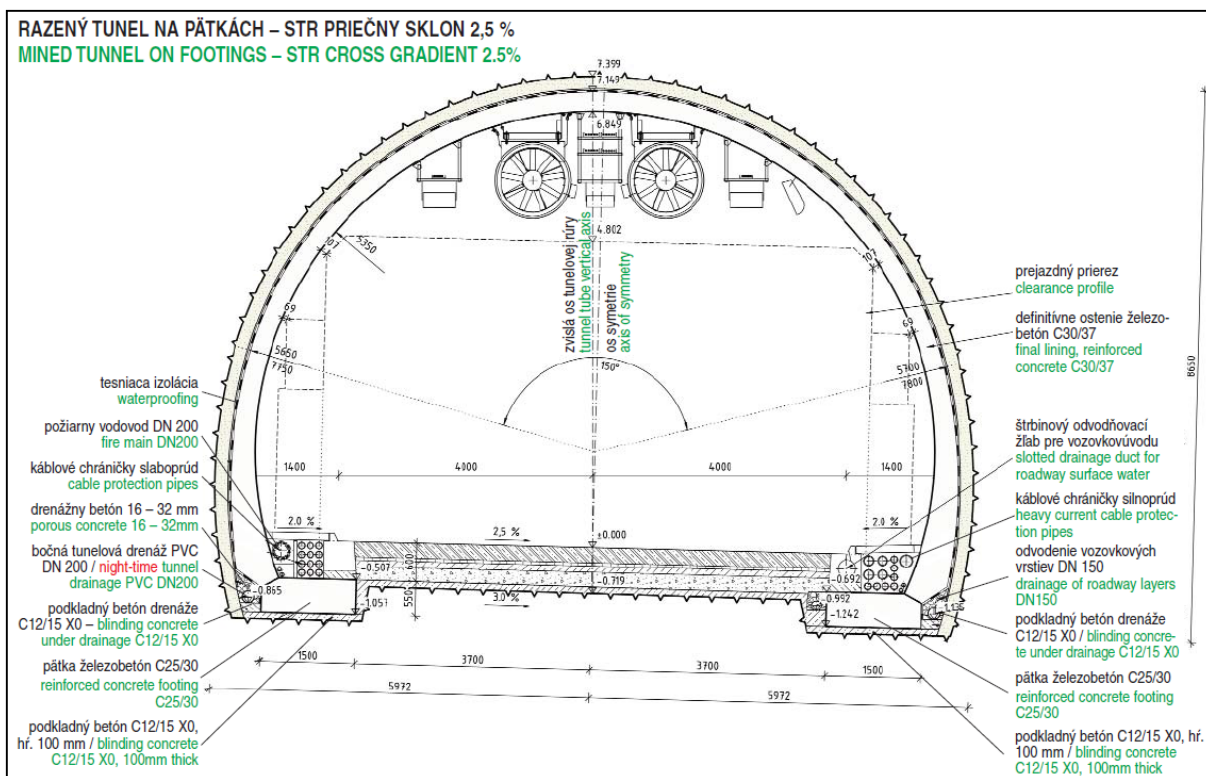


Obr. 5 Východní portál (11/2015) [75]

2.2. Vzorový příčný řez

Tunel byl navržen v souladu se zadáním a schválenými technickými požadavky pro kategorii tunelu T2-8 a průjezdný průřez podle STN 73 7507 (Projektovanie cestných tunelov) s výškou 4,8 m nad vozovkou a šířkou mezi obrubníky 8 m. Z důvodu minimalizace plochy výrubu byl příčný řez navržen s předpokladem klopení celého tunelu podle příčného sklonu vozovky. Středem otáčení je průsečík osy tunelu s rovinou vozovky. Osa tunelu byla navržena jako osa symetrie příčného řezu raženého tunelu. Natáčení celého průřezu tunelu podle příčného sklonu vozovky pozitivně ovlivňuje celou řadu konstrukčních prvků tunelu. [29]

Na Obr. 6 je naznačený výsledný vzorový příčný řez raženého tunelu na patkách (většina úseku tunelu). Vzorové příčné řezy ve větším formátu se nacházejí v přílohové části 1 (pro představu je v příloze také uveden vzorový příčný řez se spodní klenbou).



Obr. 6 Vzorový pričný rez tunelu na patkách [42]

2.3. Spolupráce v režimu žluté knihy FIDIC

Soutěž na stavbu dálnice D3 v úseku Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno) byla vypsaná v režimu žluté knihy FIDIC. Vzhledem k tomu, že úsek tunelu tvoří přibližně 50 % trasy a jeho cena tvořila významnou část z celkové nabídkové ceny, začala úzká spolupráce mezi firmou HOCHTIEF CZ a.s. a IKP Consulting Engineers, s.r.o. již ve fázi zpracování nabídky na výběr zhotovitele. Na rozdíl od zadávací dokumentace podle červené knihy FIDIC, kdy je technické řešení závazné, je v případě žluté knihy FIDIC úloha projektanta a konzultanta nezastupitelná. Druhým konzultantem firmy HOCHTIEF CZ a.s. byla firma 3G Consulting Engineers s.r.o., jejíž úlohou byla vlastní interpretace výsledků inženýrskogeologického průzkumu a v návaznosti na zjištěné informace optimalizace technologických tříd výrubu. Úlohou firmy IKP Consulting Engineers, s.r.o. byla optimalizace rozsahu a způsobu zajištění stavebních jam, rozsahu hloubených a ražených úseků tunelu, optimalizace tvaru příčného řezu tunelu, dimenzí definitivního ostění, nasazení nevyztužených bloků definitivního ostění, optimalizace blokového schématu a bezpečnostních prvků (počet a poloha tunelových propojek, nouzových zálivů, výklenků požárního hydrantu, skříní SOS, výklenků čištění drenáže atd.). Pro určení úseků definitivního ostění, prováděného se spodní klenbou, nebo na patkách,

sloužily výsledky zpracované firmou 3G Consulting Engineers s.r.o. Na základě prognózy rozdělení ražené části tunelu do technologických tříd výrubu byla vytvořena prognóza úseků tunelu s různým stupněm vyztužení definitivního ostění, případně ostění bez výztuže. Vzhledem k času na zpracování nabídky i omezeným nákladům na konzultační činnost vycházel projektant ze zkušeností získaných při projektování tunelů v obdobných geotechnických podmínkách. [29]

Z důvodu avizovaných geotechnických podmínek bylo nutné stejnou pozornost jako raženým úsekům tunelu, věnovat i stavebním jamám. Vzhledem k nejistotám, vyplývajícím z provedeného inženýrskogeologického průzkumu, byla v rámci nabídky navržena taková technická řešení, která byla méně citlivá na změnu geotechnických parametrů a přítomnost podzemní vody. Snahou projektanta bylo minimalizovat hloubku a rozsah stavebních jam i čas potřebný pro výstavbu definitivních konstrukcí a provedení zpětných zásypů. [29]

Veškeré návrhy technického řešení byly konzultovány se zástupci zhotovitele z hlediska nákladů, času potřebného pro provádění, logistiky dopravy materiálu i nasazení strojních sestav a personálu. Výsledkem byl hrubý výkaz výměr a návrh technologického postupu výstavby, který sloužil zhotoviteli pro stanovení ceny a doby výstavby. Na zpracování nabídky se podíleli i technici z německé centrály firmy HOCHTIEF. [29]

3. Zastižené geotechnické podmínky

Trasa nově budovaného úseku dálnice prochází horninovým prostředím s celkově pestrrou a v některých místech komplikovanou strukturně-geologickou stavbou.

Ražba tunelového komplexu byla realizována v prostředí zvrásněných křídových sedimentárních hornin flyšového charakteru (pásmo Západních Karpat). Zastiženy byly nepravidelně střídající se různě mocné polohy slepenců různého složení s vápnito-písčítým a jílovito-slinitým tmelem (Obr. 7). Dále byly při ražbách zastiženy jemně až hrubě zrnité pískovce, prachovce a jílovce – podle velikosti zrn, které tyto horniny tvoří (Obr. 8). Z pohledu geotechnických vlastností a tedy i podmínek výstavby se zastižené horninové typy významně odlišovaly zejména svou pevností, četností a charakterem přítomných diskontinuit v podobě vrstevních ploch, systémů puklin i tektonických poruch, náchylností k zvětrávacím procesům nebo propustností. [38, 45]



Obr. 7 Slepence s vápnito-písčítým tmelem s vysokou pevností a odolností vůči zvětrávání (vlevo); slepence nižší pevnosti s jílovito-slinitým tmelem s polohami slínovců (vpravo). [45]

Horninový masiv byl na mnoha místech prostoupen tektonickými poruchami různé úrovně. Tyto poruchy se v rámci geotechnických podmínek výstavby projevovaly nepravidelným střídáním horninových bloků odlišných geotechnických vlastností a celkovým oslabením horninového masivu (podrcení a provrásnění, vyšší míra zvětrání, intenzivnější přítoky podzemní vody atd.). Zvrásněný horninový masiv křídových sedimentárních hornin byl v trase tunelu prostoupen vrstvami s relativně příznivým úklonem. V blízkosti významnějších tektonických poruch a poruchových pásem byla orientace a sklon vrstevních ploch velmi proměnlivá. [38, 45]



Obr. 8 Lavicovité polohy pískovců střední až vysoké pevnosti s přechodem do tenké deskovitých poloh slabě vápnitých jílovců až prachovců nízké pevnosti (vlevo); výrazná tektonická porucha tvořená silně podrcenou horninou (vpravo). [45]

Kromě křídových hornin výstavba na několika místech probíhala také v prostředí kvartérních pokryvných útvarů různé geneze, mocnosti a geotechnických vlastností. Na svazích v prostoru portálových úseků tunelů se vykytovaly často mocné polohy deluviálních a deluvio-proluviálních sedimentů, které představovaly svahovými pohyby přemístěné zvětraliny podložních hornin. Zrnitostní složení a celková mocnost těchto uloženin byla značně proměnlivá a byla přímo závislá na délce i charakteru transportu, morfologické pozici a litologii původní horniny. Zastoupeny byly písčítokamenité a jílovitokamenité sutě, hlinité a jílovité písky nebo jíly s variabilním podílem písčité složky, úlomků a valounů.

V oblasti středové stavební jámy, která se zčásti nacházela v prostoru koryta potoka, se vyskytovaly také velmi heterogenní polohy fluviálních a proluviálních uloženin. V rámci stavebních prací v oblasti západního portálu ve svahu nad korytem řeky byly zastiženy rovněž nepravidelné polohy terasových písčitých štěrků (Obr. 9). [45]



Obr. 9 Jílovito-kamenité svahoviny zastižené při hloubení středové jámy (vlevo), terasové písčité štěrky zastižené při hloubení západního portálu (vpravo). [45]

V prostoru ražeb a přilehlých hloubených objektů se vzhledem ke geologickým poměrům vyskytovaly tři základní obzory podzemní vody, jejichž vydatnost a charakter proudění byl dán hydraulickými a hydrogeologickými vlastnostmi daného prostředí. Nejvydatnější zvodeň představovaly fluvialní a proluviální písčité a štěrkovité sedimenty s průlinovou propustností, které byly zastižené v prostoru středové jámy. Méně významný obzor podzemní vody deluviálních a deluvio-proluviálních sedimentů se nacházel zpravidla v jejich bazálních hrubozrnných polohách, případně v prostoru morfologických depresí a erozních rýh s intenzivnějším prouděním vody. [45]

U křídových hornin se jednalo o prostředí s puklinovou propustností, kde se výraznější proudění i vydatnost nacházela jen ve svrchních zvětralých a rozvolněných partiích horninového masivu. Ve větších hloubkách pak byly intenzivnější přítoky podzemní vody vázány zpravidla jen na polohy silněji rozpukané horniny a tektonické poruchy (Obr. 10). [45]

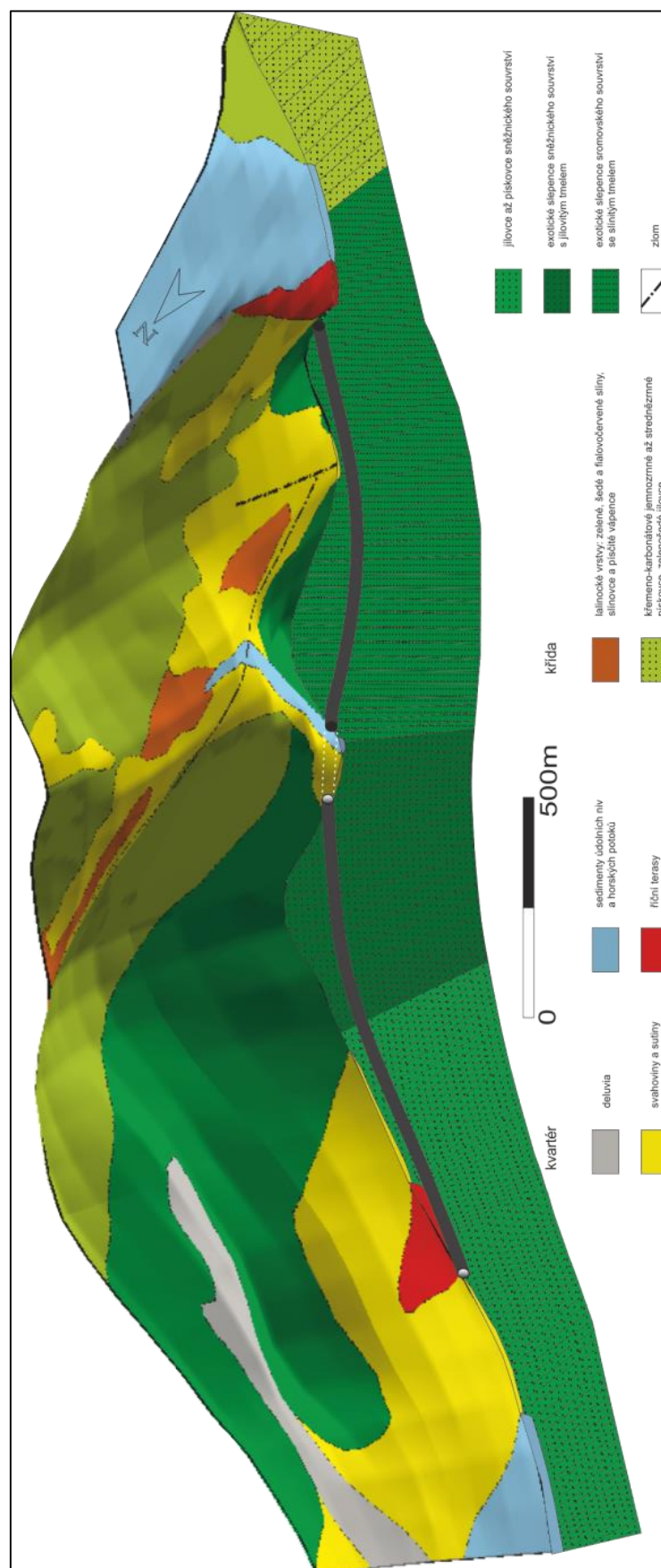


Obr. 10 Severovýchodní část středové jámy s intenzivními přítoky z poloh kvartérních uloženin (vlevo); přítoky podzemní vody ze zvodnělých puklin při dobírce opěří (vpravo). [45]

V rámci projekční přípravy stavby bylo s ohledem na její rozsah provedeno několik etap průzkumných prací. Výsledky průzkumu pro ražené úseky vycházejí především z geofyzikálních měření a několika realizovaných vrtaných sond. Ve fázi přípravy tunelu, s nadloží dosahujícím často více než 100 m, bylo velmi obtížné v celé jeho trase pro obě tunelové trouby přesně popsat geotechnické podmínky pro ražbu. Dalším faktorem, který znesnadňoval interpretaci průzkumných prací je zmiňované nepravidelné střídání odlišných litologických typů hornin s častým výskytem tektonických poruch. Omezený rozsah a metodika průzkumných prací, které byly prováděny ve špatně přístupném a členitém terénu, měla za následek pesimističtější předpoklad z hlediska podmínek pro ražbu tunelu. [45, 46]

V průběhu výstavby jednotlivých stavebních objektů se tak objevovaly vždy ve větší či menší míře odlišné geotechnické podmínky, než ty původně průzkumem předpokládáné. Pro zajištění ekonomiky a maximální bezpečnosti výstavby proto musel být realizační projekt a celá výstavba vždy schopná operativně reagovat na skutečně zastižené podmínky. Úpravě technického řešení z důvodu příznivějších podmínek pro ražbu se podrobně věnuje kapitola 4.3. [45]

Pro lepší představu horninového prostředí, kterým tunel prochází, je níže uvedený prostorový model s naznačenou polohou tunelu.



Obr. 11 Prostorový model horninového masivu s naznačenou polohou tunelu [38]

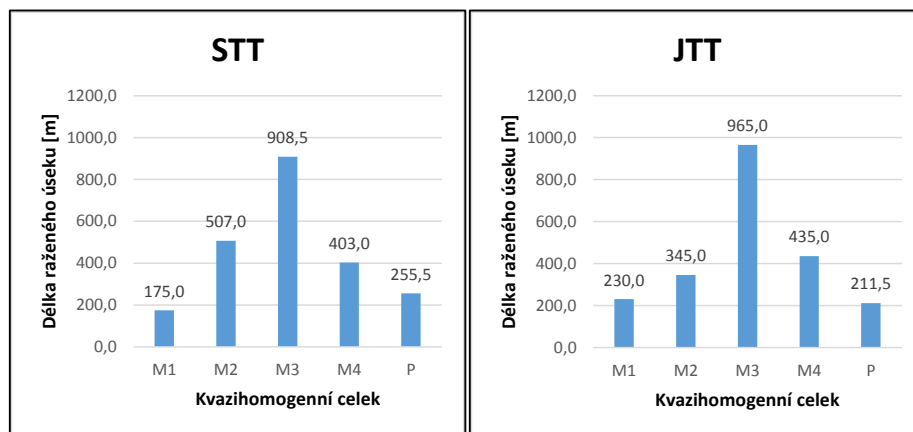
Návrh ražby a vyztužení výrubu vychází ze závěrečné zprávy, kterou zpracovala firma Geofos s.r.o. v rámci inženýrskogeologického průzkumu. Součástí této zprávy jsou i přílohy, které obsahují interpretované geotechnické podélné profily obou dvou tunelů s předpokládaným rozdělením horninového masivu podle jeho kvality po délce do kvazi-homogenních celků. Součástí závěrečné zprávy je i tabulka se stanovenými charakteristickými hodnotami geotechnických parametrů pro tyto celky (zmiňovaná tabulka je uvedena v přílohové části 2).

Celkem bylo vyčleněno pět kvazi-homogenních celků, které se liší geotechnickými podmínkami pro realizaci tunelů. Celky M1 – M4 jsou uvažovány pro ražené části (M1 odpovídá nejpříznivějším podmínkám pro ražbu a M4 naopak nejnepříznivějším). Kvazi-homogenní celek P se týká hloubených a portálových částí tunelů.

Rozdělení kvazi-homogenních celků po trase tunelů je přehledně naznačeno v příloze č. 4. 2. Níže je graficky uvedeno zastoupení jednotlivých kvazi-homogenních celků po trase tunelů (délky byly odečteny z podélných profilů v [47]). Je zřejmé, že v největším zastoupení byl předpokládán celek M3.

Tab. 1 Předpokládané zastoupení kvazi-homogenních celků po trase tunelu

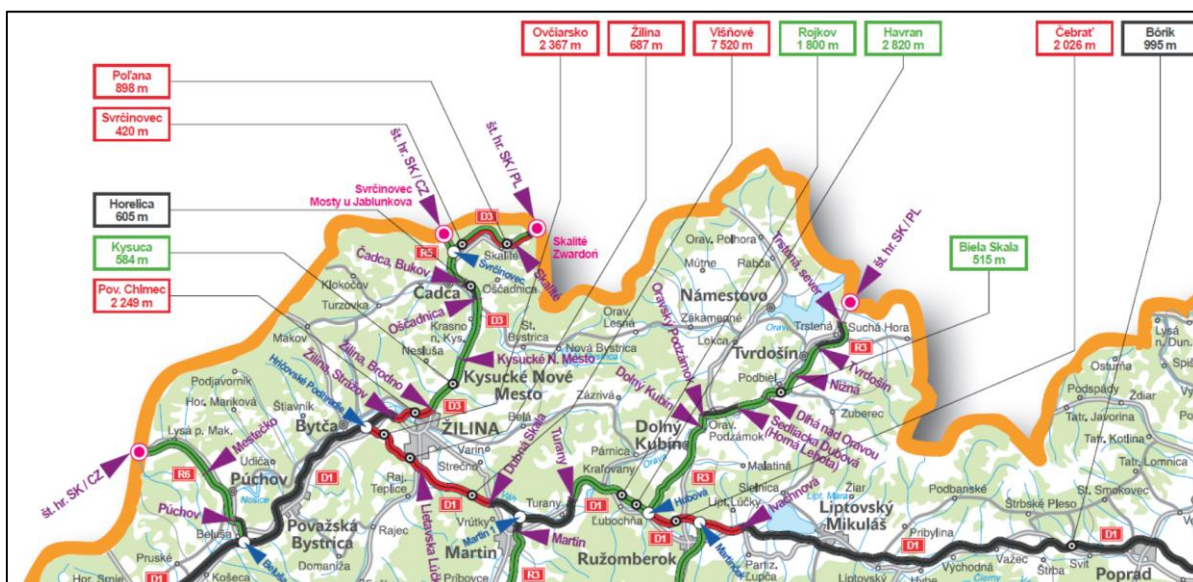
Kvazi-homogenní celek	délka úseku [m]	
	STT	JTT
M1	175,0	230
M2	507,0	345
M3	908,5	965
M4	403,0	435
P	255,5	211,5
Σ	2249,0	2186,5



Obr. 12 Grafické vyjádření předpokládaného zastoupení kvazi-homogenních celků po trase tunelu

4. Ražba tunelu

V celkovém harmonogramu stavby D3 (dva mosty a tunel), stanoveném objednatelem, bylo pro ražbu tunelu vyhrazeno pouhých 14 měsíců s tím, že vozovka má být hotová v termínu 23 měsíců od začátku ražby. Z takto napnutého harmonogramu vyplynula potřeba urychlit ražby v co největší míře, proto byl tunel ražen až z 6 čeleb najednou. Je třeba ale zdůraznit, že v době ražby tunelu Považský Chlmec probíhala na Slovensku výstavba dalších šesti tunelových staveb na úsecích dálniční sítě. Jednalo se o tunely Ovčiarsko, Žilina, Čebrať, Svrčinovec, Poľana a Višňové (červeně označené tunely na Obr. 13). Z toho vyplývá potřeba obrovského nasazení strojních, personálních kapacit a zajištění dodávek materiálu ve stejný čas. [31]



Obr. 13 Dálniční síť s červeně označenými tunely ve výstavbě (11/2016) [72]

Hlavní výzvou projektu bylo kromě nalezení optimálního technického řešení v rámci žluté knihy FIDIC také splnění harmonogramu stavby. Každá stavba vždy bojuje s termíny, ale v řešeném projektu bylo už od začátku zadání zřejmé, že se bude jednat o velmi složitou úlohu. Celkový čas výstavby byl naplánován na 36 měsíců. V této časové lhůtě bylo třeba stavbu naprojektovat, projednat stavební povolení, realizovat portály a tunel, včetně technologie a zprovoznění. Pro představu je možné uvést, že na počáteční přípravu projektu portálů a ražeb včetně získání nového stavebního povolení a na realizaci portálů bylo k dispozici 6 měsíců. Následovala ražba, pro kterou bylo

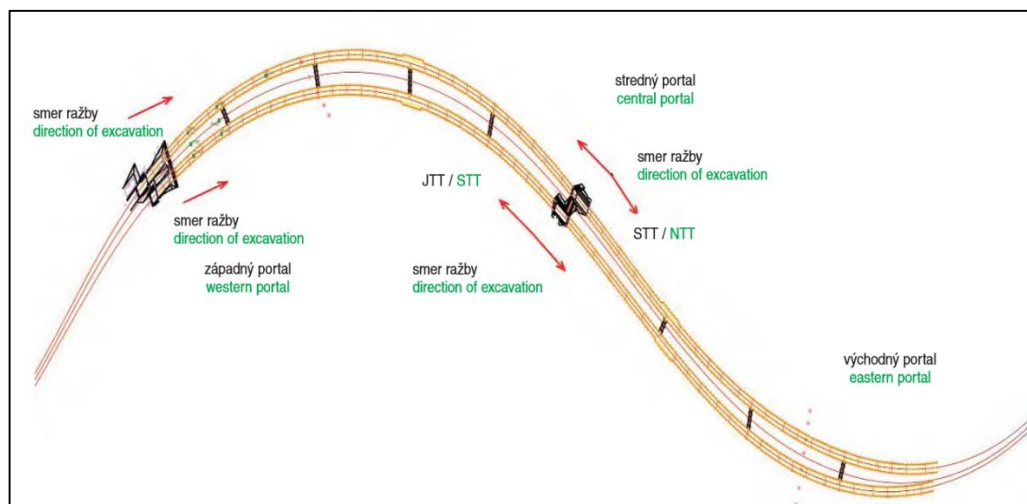
vyhrazeno 14 měsíců. Dále probíhala betonáž definitivního ostění, pro kterou byl vyhrazen 1 rok a zůstává tedy 9 měsíců na dokončovací práce, betonáž vozovky, nátěr tunelu a montáž technologie. Paralelně s tím probíhala realizace mostních konstrukcí, které navazují na tunel na obou jeho koncích. Klíčem ke splnění plánovaného času výstavby byla právě ražba tunelu. [31]

Z toho vyplývá, že bylo třeba za 14 měsíců dokončit ražbu 4,3 km tunelů (dohromady jižní a severní tunelová roura). To znamená průměrný postup 310 m kompletně vyraženého tunelu (včetně zálivů, propojek a profilace) měsíčně. Taková rychlost ražby obecně odpovídá plánu s použitím plnoprofilového mechanizovaného tunelovacího stroje. Aby bylo takové rychlosti ražeb možné dosáhnout Novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM), bylo třeba maximalizovat počet čeleb. V tomto případě byla umožněna ražba namísto obvyklých čtyř čeleb (dvě tunelové roury) až z osmi čeleb najednou. Ale vzhledem ke kapacitám zhotovitele byla ražba prováděna maximálně na šesti čelebách najednou (s tím, že práce prováděné ve střední jámě byly při ražbách vzájemně ovlivňovány vzhledem k omezené velikosti prostoru). [31]

4.1. Organizace výstavby

První dvě čelby byly raženy ze západního portálu směrem na východ (JTT a STT). Další čtyři čelby byly raženy ze střední stavební jámy, to byl odlišný přístup od původního řešení v zadávací dokumentaci. V původním řešení měla z prostorových důvodů ve střední stavební jámě probíhat pouze betonáž tunelu - ražení zde probíhat nemělo. Ze střední stavební jámy bylo raženo současně v severním a jižním tunelu západním i východním směrem (Obr. 14). [31]

4. Ražba tunelu



Obr. 14 Schéma organizace ražeb tunelu Považský Chlmec před přesunutím kapacit ze západního portálu na východní [31]

Po proražení severního a jižního tunelu ze západu a ze středu byla kapacita ze západního portálu přesunuta na východní portál, ze kterého bylo raženo západním směrem proti postupující ražbě ze středního portálu východním směrem. [31]

Na první pohled se zdá realizované řešení jako jednoduché. Pokud je málo času, použije se větší počet lidí a strojů. Je však nutné si uvědomit, že to znamená značnou koncentraci kapacit na malém území a to přinášelo nemalé problémy související s realizací stavby. Za relativně krátký čas bylo třeba zajistit značný počet stavebních dělníků. Na šest čeleb ražených v nepřetržitém provozu to znamenalo mít podle plánu celkem 200 pracovníků – razičů, střelmistrů, báňských elektrikářů a strojníků. Bohužel, negativně se projevoval fakt, že v okolí Žiliny bylo ve výstavbě více tunelů a bylo raženo na 12 dalších čelbách. Profese tunelového pracovníka či strojníka je v dnešní době vysoce specializovaná a počet kvalifikovaných zaměstnanců ze Slovenska či Česka, kteří jsou k dispozici, začíná být už vyčerpaný. K tomu přispívá i současný tunelový boom v německy hovořících zemích a ve Skandinávii, které významnou část tuzemských kapacit odčerpává. Zakázky ze zahraničí jsou stále významně vyšší než na tuzemských stavbách a není lehké tuzemské kapacity vrátit zpět domů. [31]

Obdobný problém je i se zajištěním techniky. Bylo třeba nasadit pět až šest vrtacích vozů, stříkacích strojů, tunelbagrů a další potřebnou mechanizaci na jedné stavbě současně, ale relativně na krátkou dobu. Jedná se sice o stroje, které se běžně vyskytují,

ale nikdy v takové koncentraci na jedné malé stavbě v jednom čase. Většina existujících kapacit mateřského koncernu a partnerů sdružení byla nasazená na jiných probíhajících zakázkách. Proto se mnoho strojů muselo pro tento projekt koupit či pronajmout. Stroje byly pronajímány doslova z celého světa. Byly nasazeny i stroje pořízené ze Spojených států amerických či z Thajska. Zajištění mechanizace a personálu byl od přípravy stavby velmi náročný úkol. [31]

Posledním z hlavních omezení, které vzniklo v důsledku krátkého času výstavby, je prostor. Stavba je situována na okraji Žiliny, nikoli v jejím centru. Mohlo by se tedy zdát, že s prostorem nebude na stavbě problém. Bohužel, pro zhotovitele je opak pravdou. Původní technické řešení investora nepočítalo s takovým nasazením kapacit a tomu odpovídaly i prostory, které byly pro stavbu vyhrazené. Zhotovitel se samozřejmě snažil zajistit i další plochy pro zařízení staveniště, ale konfigurace terénu a okolní zástavby rozlohy značně limitovaly. Tento důsledek přinášel největší problém v oblasti středové jámy, kde byly v provozu čtyři čelby. Pokud z tunelu vyjela všechna mechanizace, zařízení staveniště vypadalo jako parkoviště a prostory pro práci zde byly velmi omezené. Proto bylo nevyhnutelné všechny operace spojené s plánovanou údržbou strojů uvážlivě plánovat a vše další, co bylo možné vykonávat přímo ve středové jámě, případně v tunelech. Západní a zejména východní portál byly zase limitovány navazujícími mostními konstrukcemi. Prostor pro portálové úseky na západě a východě byl široký jen 10 až 20 m (mezi raženým portálem a mostní opěrou). To znamená, že prostor pro zázemí ražeb byl značně omezen a ještě bylo třeba koordinovat stavební činnosti s pracovištěm potřebným pro výstavbu navazujících mostů. [31]

4.2. Ražba a primární vyztužení výrubu

Ražba obou tunelů (JTT a STT) byla realizována podle zásad NRTM. Čelba byla horizontálně členěna na kalotu a opěří. V případě těžších technologických tříd (6.1, 6.2, 6.3) byla předpokládána dodatečná realizace spodní protiklenby. Vzhledem k příznivým výsledkům geomonitoringu však toto opatření nebylo třeba provést.



Obr. 15 Zajištění přístupu k pracovišti kaloty (05/2015) [75]

Rozpojování horniny

Na rozpojování horniny byly použity převážně trhací práce (90 % z celkové délky tunelů). V portálových částech bylo použito mechanické rozpojování tunelbagrem Liebherr 944 Litronic a CAT 328D LCR. [31]



Obr. 16 Rozpojování horniny tunelbagrem v portálové části tunelu (03/2015) [75]

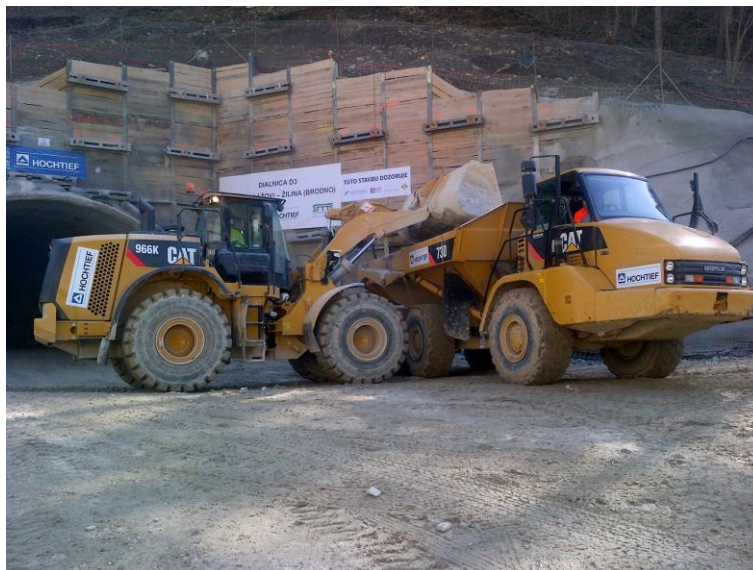
Vrtání pro odstřel bylo provedeno dvoulafetovými vrtacími vozy Atlas Copco Rocket Boomer E2C a TAMROCK AXERA, vybavené laserovým naváděním a počítačem. Nabíjení vrtů probíhalo manuálně. V úvodních fázích ražby byli trhací práce omezené kvůli seismickým účinkům na vodovodní potrubí DN 800 mm v oblasti portálů střední jámy. Čelby ve směru ze střední jámy na západ podcházely vodovodní potrubí ve vzdálenosti 2 m od stropu kaloty. [31]



Obr. 17 Pohled z vrtacího vozu (04/2015) [75]

Odtěžování, odvoz rubaniny a dočištění výrubu

Odtěžování bylo realizováno čelními kolovými nakladači CAT 966K, které rozpojenou horninu nakládaly do nákladních vozidel Dumper CAT 730. Nákladní vozidla odvážely rubaniny z tunelu přímo na depónii. Po uvolnění čelby byl výrub ještě začištěván od uvolněných bloků horniny tunelbagrem Liebherr 944 Litronic, resp. CAT 328D LCR. [31]



Obr. 18 Čelní kolový nakladač a nákladní vozidlo Dumper (03/2015) [75]

Primární vyztužení výrubu

Po rozpojení horniny, odtěžení rubaniny z čelby a dočištění výrubu následovala fáze primárního vyztužení. Stříkaný beton byl aplikován pomocí stříkacích strojů MEYCO Potenza. Součástí primárního ostění byly také příhradové rámy, KARI sítě a hydraulicky upínané svorníky HUS délky 3 až 6 m, případně IBO anebo SN kotvy. [31]



Obr. 19 Stříkací vůz (05/2015, vlevo), dvouramenná montážní plošina (02/2015, vpravo) [75]

4.3. Technologické třídy

Ražba a způsob zajištění výrubu je v každém záběru jednoznačně popsán technologickou třídou. Navržené technologické třídy definují:

- Způsob členění výrubu (zde bylo navrženo pro každou TT horizontální členění)
- Maximální délku záběru v každé části výrubu
- Tloušťku primárního ostění, parametry stříkaného betonu a výztuže
- Geometrické schéma systémového kotvení (poloha, typ a délka kotev)
- Způsob zabezpečení stability čelby (stříkaný beton, kotvení, stabilizační klín)
- Maximální přípustná vzdálenost čeleb jednotlivých částí výrubu (především případný požadavek na uzavírání profilu primárního ostění spodní klenbou)
- Předstihová opatření pro zvýšení stability výrubu (jehlování a mikropilotový deštník)
- Předpokládané deformace primárního ostění
- Další opatření anebo omezení související s ražbou a zajištěním výrubu

Na další stránce je uveden přehled navržených technologických tříd (Tab. 2), který vychází z realizační dokumentace. Tabulka byla sestavena tak, aby bylo možné vzájemně porovnat rozdíly mezi jednotlivými TT. Zeleně jsou zvýrazněné TT, které se liší v zásadních parametrech pro výpočet vnitřních sil, který je uveden v kapitole 6.

4. Ražba tunelu

Tab. 2 Přehled technologických tříd s popisem prvků pro zajištění výrubu

Technologické třídy (prvky zajištění výrubu)										
TT	část profilu	maximální délka záběru [m]	stabilizační klín čelby	výška rámu [mm]	sítě [mm]	stabilizační nástřik čelby - plocha a tloušťka [mm]	tloušťka ostění [mm]	rozšiřující patky	kotvy - typ / délka / počet	předstihové opatření
4.1	kalota	2,0 - 3,0	-	-	1x 6/150x6/150	10 % (30 - 50)	100	-	HUS Ø25 mm, dl. 3,0 m, 5/6 ks/záběr	-
	opěří	4,0 - 6,0	-	-	1x 6/150x6/150	-	100	-	-	-
4.2	kalota	1,5 - 2,2	-	v. 93	1x 6/150x6/150	10 % (30 - 50)	150	-	HUS Ø25 mm, dl. 3,0 m, 5/6 ks/záběr	-
	opěří	3,0 - 4,4	-	-	1x 6/150x6/150	-	150	-	HUS Ø25 mm, dl. 3,0 m, 4 ks/záběr	-
5.1	kalota	1,0 - 1,7	-	v. 106	1x 6/150x6/150	20 % (30 - 50)	200	-	HUS Ø25 mm, dl. 4,0 m, 6/7 ks/záběr	podle potřeby, jehly SN/IBO Ø25 mm, dl. 4,0 m, lokálně
	opěří	2,0 - 3,4	-	v. 106	1x 6/150x6/150	-	200	-	HUS Ø25 mm, dl. 3,0 m, 4 ks/záběr	-
5.2	kalota	1,0 - 1,7	podle potřeby	v. 106	2x 6/150x6/150	20 % (30 - 50)	200	-	SN/BO Ø25 mm, dl. 4,0 m, 6/7 ks/záběr	podle potřeby, jehly SN/IBO Ø25 mm, dl. 4,0 m, 15 - 20 ks, každý 2. záběr
	opěří	2,0 - 3,4	-	v. 106	2x 6/150x6/150	-	200	-	SN/BO Ø25 mm, dl. 4,0 m, 4 ks/záběr	-
6.1	kalota	0,75 - 1,3	ano	v. 106	2x 6/150x6/150	20 % (30 - 50)	200	-	SN/BO Ø32 mm, dl. 6,0 m, 7/8 ks/záběr	podle potřeby, jehly SN/IBO Ø25 mm, dl. 4,0 m, 15 - 20 ks, každý 2. záběr
	opěří	1,5 - 2,6	-	v. 106	2x 6/150x6/150	-	200	-	SN/BO Ø32 mm, dl. 6,0 m, 4 ks/záběr	-
	dno	3,0 - 12,5	-	-	2x 6/150x6/150	-	200	-	-	-
	kalota	0,75 - 1,3	ano	v. 153	2x 6/150x6/150	50 % (30 - 50)	250	ano, šířka 0,5 m	SN/BO Ø32 mm, dl. 6,0 m, 8/9 ks/záběr	jehly SN/IBO Ø25 mm, dl. 4,0 m, 20 - 30 ks, každý 2. záběr
6.2	opěří	1,5 - 2,6	-	v. 153	2x 6/150x6/150	-	250	-	SN/BO Ø32 mm, dl. 6,0 m, 4 ks/záběr	-
	dno	3,0 - 12,5	-	-	2x 6/150x6/150	-	250	-	-	-
	kalota	0,75 - 1,3	ano	v. 153	2x 8/150x8/150	50 % (50 - 100)	250	ano, šířka 0,5 m, v případě potřeby s kotvami IBO dl. 4,0 m	SN/BO Ø32 mm, dl. 6,0 m, 9/10 ks/záběr	jehly SN/IBO Ø25 mm, dl. 4,0 m, 20 - 30 ks, každý 2. záběr
6.3	opěří	1,5 - 2,6	-	v. 153	2x 8/150x8/150	-	250	-	SN/BO Ø32 mm, dl. 6,0 m, 4 ks/záběr	-
	dno	3,0 - 12,5	-	-	2x 8/150x8/150	-	250	-	-	-
	kalota	0,75 - 1,3	ano	v. 153	2x 8/150x8/150	50 % (50 - 100)	250	ano, šířka 0,5 m, v případě potřeby s kotvami IBO dl. 4,0 m	SN/BO, dl. 6,0 m, 4 ks/záběr	MIP TR 108/16 mm, dl. 15 m, 31 ks, každý 8. - 10. záběr
MP1	opěří	1,5 - 2,6	-	v. 153	2x 8/150x8/150	-	250	-	SN/BO, dl. 6,0 m, 4 ks/záběr	-
	dno	3,0 - 12,5	-	-	2x 8/150x8/150	-	250	-	-	-

Jak již bylo zmíněno, tak stavba tunelu byla soutěžena a zadána pomocí žluté knihy FIDIC. Detailní technická řešení tak byla v kompetenci zhotovitele. Proto firma HOCHETIEF CZ (zhotovitel) využila možnosti firmy 3G Consulting Engineers a IKP pro přípravu soutěžní nabídky a asistenci během vlastní výstavby tunelu.

Výsledný návrh technologických tříd výrubu se během ražeb ukázal jako výhodný, protože umožnil dostatečně operativní a variabilní přístup a reakci na zastižené geotechnické podmínky. Velká část ražeb proběhla v prostředí exotických slepenců, které byly velmi stabilní, tudíž bylo možné razit kaloty v nejlehčí technologické třídě 4.1 s délkou záběru až 3,5 m. V této TT byla používána jedna vrstva sítí bez ráků, 10 cm stříkaného betonu a 5/6 svorníků HUS délky 3 m. Při uvedených délkách záběru bez ráků byla velmi důležitá přesnost vrtání čelby pro trhaviny a minimalizace nadvýlomů. [36]

Vzhledem k tomu, že ražby tunelu již byly dokončeny, tak je možné porovnat předpokládané rozsahy využití TT se skutečností. Předpokládané délky úseků byly odečteny z podélných profilů realizační dokumentace stavby (zdroj [47]). Skutečně realizované TT byly zjištěny na základě výsledků geologického mapování ze systému Barab. Následně byly délky realizovaných tříd vykresleny do schémat podélných profilů, které se nachází v příloze č. 3. 9. Dále byla tato data převedena do souhrnných tabulek (Tab. 3 a Tab. 4) a vytvořeny porovnávací grafy (Obr. 20).

Nejprve jsou uvedeny tabulky pro každý tunel zvlášť a dále jsou tato data zpracována v Tab. 4, kde jsou celkové délky úseků sečteny pro oba tunely dohromady pro výsledné porovnání.

Tab. 3 Přehled délek úseků s realizovanými technologickými třídami (TT) pro každou tunelovou troubu zvlášť (MP – mikropilotový deštník, KOR – ražba tunelu v některých připořádkových částech pod zastropením - metoda „želva“, HL – hloubené úseky tunelu)

Severní tunelová trouba (STT)			
TT	Délka úseku [m]		
	Skutečnost kalota	Skutečnost opěří	Předpoklad (kalota + opěří)
4.1	766,9	1245,7	75,0
4.2	561,8	437,9	385,0
5.1	528,6	203,0	537,5
5.2	127,3	104,5	329,0
6.1	51,6	59,4	173,5
6.2	36,1	46,8	359,0
6.3	43,2	18,2	150,0
MP1	0,0	0,0	106,5
KOR	84,5	84,5	84,5
HL	49,0	49,0	49,0
Celkem	2249,0		

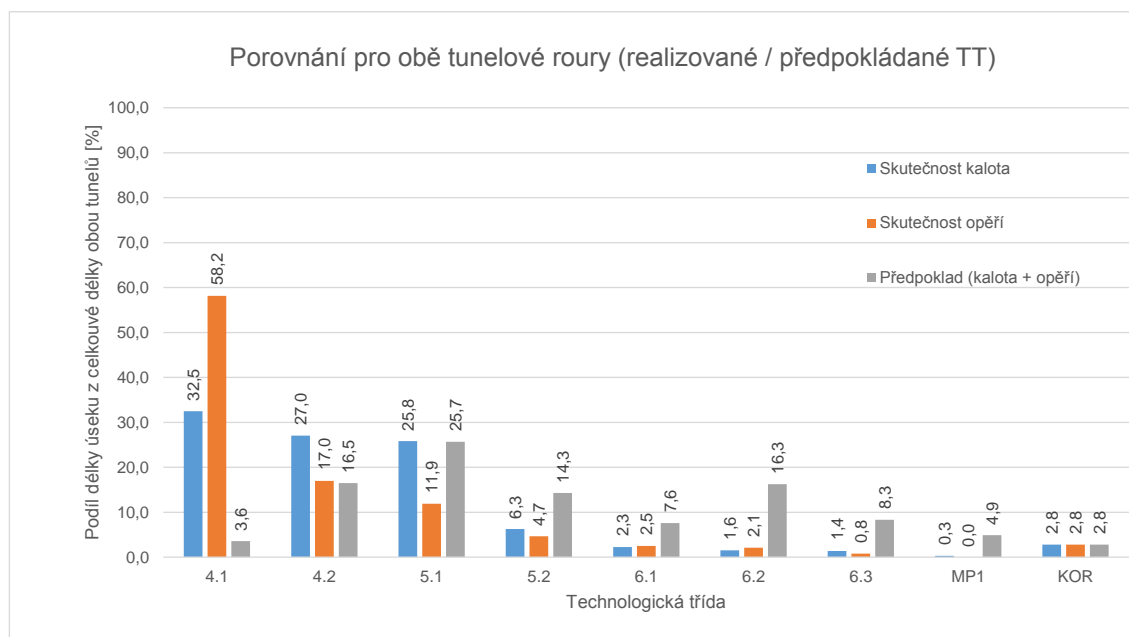
Jižní tunelová trouba (JTT)			
TT	Délka úseku [m]		
	Skutečnost kalota	Skutečnost opěří	Předpoklad (kalota + opěří)
4.1	637,3	1267,2	80,0
4.2	606,7	295,9	327,5
5.1	586,7	312,0	573,0
5.2	143,1	97,5	288,0
6.1	46,8	49,3	155,0
6.2	31,2	45,3	344,0
6.3	17,1	15,8	210,0
MP1	14,1	0,0	105,5
KOR	37,5	37,5	37,5
HL	66,0	66,0	66,0
Celkem	2186,5		

4. Ražba tunelu

Tab. 4 Přehled délek úseků s realizovanými technologickými třídami pro obě tunelové trouby (STT + JTT)

Ražené úseky (STT + JTT)						
TT	Délka úseku					
	Skutečnost kalota		Skutečnost opěří		Předpoklad (kalota + opěří)	
	[m]	[%]	[m]	[%]	[m]	[%]
4.1	1404,2	32,5	2512,9	58,2	155,0	3,6
4.2	1168,5	27,0	733,8	17,0	712,5	16,5
5.1	1115,3	25,8	515,0	11,9	1110,5	25,7
5.2	270,4	6,3	202,0	4,7	617,0	14,3
6.1	98,4	2,3	108,7	2,5	328,5	7,6
6.2	67,3	1,6	92,1	2,1	703,0	16,3
6.3	60,3	1,4	34,0	0,8	360,0	8,3
MP1	14,1	0,3	0,0	0,0	212,0	4,9
KOR	122,0	2,8	122,0	2,8	122,0	2,8
Celkem	4320,5	100,0	4320,5	100,0	4320,5	100,0

Níže uvedený graf na Obr. 20 vychází z Tab. 4. Z výsledků je patrné, že předpokládané rozdělení technologických tříd bylo velmi konzervativní. Hlavním rozdílem je rozsah využití spodní klenby. Ve třídách se spodní klenbou byla ražena jen malá část tunelu. Nicméně i u takto omezeného rozsahu nebyla spodní klenba provedena, protože spodní část profilu tunelu již byla v dostatečně pevné hornině a konvergence se ustálily bez nutnosti uzavření spodní protiklenby. Dalším zásadním rozdílem je to, že kalota a opěří v jednom profilu byla často realizována v odlišných technologických třídách, naproti tomu v předpokládaném řešení byla uvažována shodná třída v kalotě a opěří. Důvodem byl příznivý vývoj deformací ostění kaloty, který byl zaznamenán konvergenčním měřením (v takovém případě bylo možné realizovat v opěří lehčí TT).



Obr. 20 Porovnání pro oba tunely (předpokládané / realizované TT)

Zkušenosti z ražeb tunelu Považský Chlmec ukazují, že při projektově orientovaném přístupu k přípravě nabídek a k provádění realizací tunelových projektů je pro uchazeče (zhotovitele) přínosná spolupráce s externími subjekty a jejich odborníky. Jedná se o způsob standardně používaný v mnoha tunelářsky vyspělých evropských státech. [35]

Především při smluvním nastavení vycházejícím z principů žluté knihy FIDIC, tj. princip naprojektuj a postav (Design and Build) je efektivita provádění ražeb podstatná pro ekonomický výsledek. Umožnění provádění nákladově výhodnějších způsobů ražby („optimalizace“ délky záběru a způsobu jeho zajištění) může vést ke zvýšení rizika (nadvýlomy, závaly). To by mělo být kompenzováno účastí externích geotechnických odborníků, kteří nejsou přímo hmotně zainteresováni na rychlosti a ceně ražeb. Proto mohou objektivněji než samotný zhotovitel posoudit skutečné možnosti optimalizace a míru přijatelného rizika. [35]

Tento přístup se zřetelně projevil během ražeb tunelu, kdy optimalizace vyztužení byla prováděna striktně dle chování otevřeného výrubu, deformací a s ohledem na zajištění bezpečnosti. Dosavadní praxe v ČR se prakticky vždy při zhoršení situace na čelbě uchýlovala k přechodu do těžší třídy se všemi s tím souvisejícími negativními technickými a ekonomickými dopady. Ze zkušeností z ražeb tunelu Považský Chlmec vyplývá, že mnohdy stačí pouhé zkrácení záběru při zachování nižší technologické třídy a lehkého vyztužení. V mnohých případech se ukázala jako velmi přínosná nepovinná opatření umožněná v nižších technologických třídách (např. jehlování či částečný zástřík čelby), která byla prováděna pouze v případě potřeby. Tyto skutečnosti nejsou nějakým zásadním objevem a novinkou, nicméně s konzervativním přístupem v jiných případech už byly prakticky zapomenuty. A nejedná se o nic jiného, než o principy, na nichž je založena Nová rakouská tunelovací metoda (NRTM). [35]

V případě provádění ražeb tunelu Považský Chlmec se po počátečním upřesňování úloh jednotlivých subjektů působících na projektu (zhotovitel stavby, externí odborníci zhotovitele, geotechnický monitoring, dozor investora) podařilo zavést systém umožňující plně využívat principů NRTM (flexibilita a optimalizace) a zároveň zachovat přijatelnou úroveň bezpečnosti a umožnit zadavateli kontrolu provádění. [35]

4.4. Nová rakouská tunelovací metoda

V návaznosti na předešlé kapitole je vhodné uvést základní principy Nové rakouské tunelovací metody, která byla využita pro ražbu tunelu Považský Chlmec.

V současné době se ražby tunelů velmi často provádí metodou s dvouplášťovým ostěním, která důsledně využívá vlastní nosnou schopnost horninového masivu, realizovanou spolupůsobením s poddajným primárním ostěním. Rychlá a dokonalá aktivace provizorního ostění neumožní porušení a rozvolnění horniny a uvede síly v okolí výrubu do rovnováhy. Sekundární (definitivní) ostění, které se realizuje s časovým odstupem i několika měsíců, zajistí bezpečně stabilitu díla po celou dobu jeho životnosti.

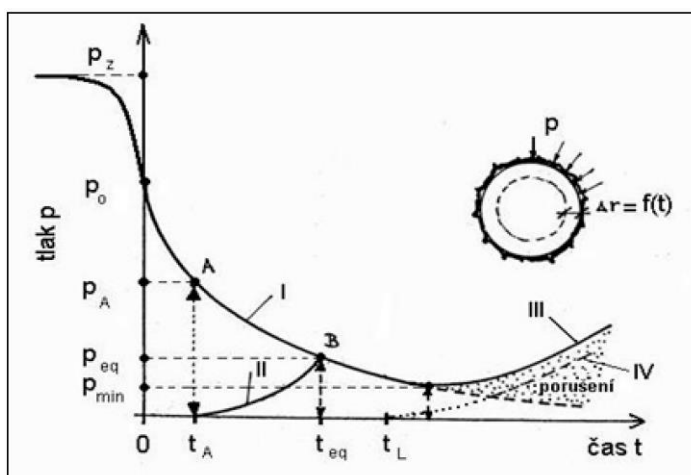
Podstatným atributem Nové rakouské tunelovací metody (NRTM) je fakt, že patří mezi technologie aplikující tzv. observační metodu navrhování konstrukcí, která spočívá ve sledování (observaci) chování a upravování původního návrhu konstrukce na základě analýzy vybraných monitorovaných veličin.

Obecné zásady observační metody byly pro ražbu pomocí NRTM formulovány následovně.

- PRINCIP:
 - **Postup ražby a způsob vyztužování výrubu se upravuje v průběhu ražby.**
- POŽADAVKY:
 - a) **Základní návrh primárního ostění** z vyztuženého stříkaného betonu (v prvních fázích poddajného). Součástí základního návrhu primárního ostění je **stanovení mezí deformací** primárního ostění a nadloží.
 - b) Monitorují se vybrané veličiny, nejčastěji deformace primárního ostění (**konvergenční měření**) a deformace po výšce tunelového nadloží (**extenzometrická měření**).
 - c) **Nepříznivý průběh deformací primárního ostění nutno zastavit** – zkrácením záběru, zahuštěním svorníků, členěním čelby, uzavřením ostění protiklenbou, zesílením primárního ostění.

Jedná se o metodu **adaptabilní** na podmínky zjištěné v průběhu ražby, primární vyztužení je dle nich zesilována i zeslabována, což má příznivý dopad na hospodárnost výstavby.

Nová rakouská tunelovací metoda cílevědomě využívá starý tunelářský poznatek, podle něhož se tlak na ostění zmenší, jestliže ostění popustí. Graficky tento poznatek zachycuje tzv. **Fenner-Pacherova křivka** (Obr. 21), která vystihuje **průběh reakce horninového masivu na vzrůst deformací provedeného výrubu** (tzv. křivka reakce horninového masivu). Je z ní patrné, že při zvětšující se deformaci výrubu klesá horninový tlak, který na výrub působí. Deformace však nesmí přestoupit určitou mez, za níž dochází k porušení horniny a k nárůstu tlaků na ostění.

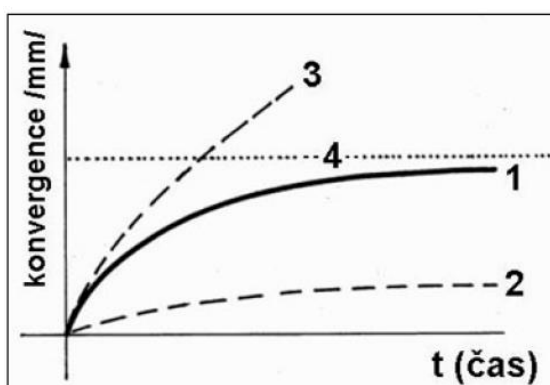


Obr. 21 I – Křivka reakce horninového masivu (Fenner-Pacherova křivka), II – křivka reakce včas zabudovaného primárního ostění, III – křivka nárůstu tlaku z porušení masivu, IV – křivka reakce pozdě zabudovaného a příliš poddajného primárního ostění [3]

Praktické uplatnění zmíněné zásady zmenšujících se tlaků na výrub při jeho deformacích tkví v tom, že po vyražení záběru proběhnou do času t_A určité deformace výrubu (ještě než dojde k vytvoření primárního ostění). Ty sníží velikost horninového tlaku na výrub z hodnoty p_0 (odpovídá nižší napjatosti, než je původní geostatická napjatost $p_z = \gamma_h$, ovlivněné deformacemi masivu proběhlých před čelbou) na nižší hodnotu p_A (bod A křivky I). Líc výrubu se v tomto čase (t_A) opatří primárním ostěním ze stříkaného betonu, které je obvykle poměrně tenké. Po nastříkání betonu primárního ostění teprve nabývá v čase na pevnosti, a tudíž dovoluje další deformace, které jsou potřebné podle Fenner-Pacherovy křivky k ještě podstatnějšímu snížení horninového tlaku. Vzhledem k narůstajícím deformacím výrubu vzrůstá i namáhání primárního ostění (křivka II), a to až do vyrovnání velikosti klesajícího horninového tlaku s velikostí vzrůstajícího namáhání ostění, kdy se celý proces zastaví v rovnovážném stavu na hodnotě p_{eq} (bod B v průsečíku křivek I a II). Bod C na křivce reakce horninového masivu (I) určuje

minimální hodnotu p_{\min} , tzv. pravého horninového masivu v okolí výrubu (plastické přetváření horniny). Zatížení výrubu začne od bodu C, na rozdíl od předchozího průběhu, vzrůstá tlakem horniny v porušené oblasti – tzv. nepravý horninový tlak (křivka III). Pokud by bylo primární ostění instalováno příliš pozdě v čase t_L , křivka jeho reakce (IV) se neprotne s křivkou tlaku z porušení (III), což znamená, že nedojde k vytvoření rovnovážného stavu a bez účinné úpravy způsobu vyztužení hrozí kolaps výrubu i s primárním ostěním.

Snižování horninového tlaku, směřující k dosažení rovnovážného stavu s namáháním primárního ostění, se sleduje v rámci geotechnického monitoringu. Jedná se o intervalové měření deformací líce primárního ostění (konvergenční měření). Ustalování konvergencí v čase k limitní **hodnotě 4** (Obr. 22), stanovené předem statickým výpočtem (**čára 1**), signalizuje správný průběh tohoto procesu a zaručuje, že únosnost primárního ostění je správně využita a nebude vyčerpána. V řadě případů je ustalovací trend průběhu deformace důležitějším ukazatelem než mírné překročení limitní hodnoty deformace.



Obr. 22 Schéma možných průběhů konvergencí primárního ostění [3]

Průběh konvergencí podle **čáry 2** signalizuje, že ražba probíhá v lepší technologické třídě výrubu, než byla aktuálně uvažována, z čehož pramení nízké procento využití únosnosti primárního ostění. Je možno rozhodnout o změně technologické třídy, čímž dojde k zeslabení primárního vyztužení výrubu.

Průběh konvergencí podle **čáry 3** by znamenal, že ražba probíhá v horší technologické třídě výrubu, než byla aktuálně uvažována, únosnost primárního ostění bude vyčerpána a překročena. Proto je nutno dostatečně včas, ještě před dosažením limitní **deformace 4**, provést některá z možných **stabilizačních opatření**.

- Posílení kotvení (četnost, délka)
- Zkrácení záběru
- Úprava členění výrubu
- Podepření čelby horninovým pilířem nebo její kotvení
- Uzavírání dílčích výlomů spodní klenbou
- Jehlování
- Ochranné deštníky z mikropilot, případně subhorizontálních sloupů tryskové in-jektáže
- Zlepšení nadložních vrstev tryskovou in-jektáží

Různé varianty **členění výrubu** souvisejí především s geotechnickými podmínkami ražby a se stabilitou horniny ve stropě a v čelbě výrubu. K základním typům patří členění **horizontální** a **vertikální** (případně jejich kombinace). Vertikální členění se obvykle realizuje v horších podmínkách pro ražbu.

Souhrnně lze konstatovat, že Nová rakouská tunelovací metoda je velmi **adaptabilní**. To znamená, že podle výsledků observačních měření lze například přizpůsobovat délku záběru, různě členit čelbu nebo také měnit hustotu kotvení. Zkrátka je možné systém primárního vyztužení přizpůsobovat různým geotechnickým podmínkám, které se na trase tunelu v průběhu ražby vyskytnou.

Předpokladem je, že definitivní (sekundární) ostění do okamžiku degradace primárního ostění (desítky let) nepřenáší horninové tlaky. Sekundární ostění musí odolávat hydrostatickému tlaku, smršťování betonu, zatížení od změn teploty, přetížení povrchu zástavbou i dopravou a vnitřnímu zatížení v tunelu.

Uvedená podkapitola vychází ze zdroje [3]

5. Stříkaný beton v podzemním stavitelství

Stříkaný beton je hlavním prvkem primárního ostění při ražbě Novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM). Nastříkaná betonová vrstva společně s dalšími výztužnými prvky je ve většině případů nezbytná pro zajištění stability nevyztuženého výrubu.

Způsob vyztužení a typ stříkaného betonu závisí na jeho funkci a konkrétních geotechnických podmínkách. Vhodné složení betonové směsi a kvalitní nástřik betonu na líc výrubu jsou zcela zásadním předpokladem pro úspěšnou ražbu NRTM.

5.1. Složky betonové směsi

Hlavními faktory pro zajištění dostatečné pevnosti a kvality stříkaného betonu jsou:

- poměr vody a cementu
- druh a množství kameniva
- dosažení dostatečného zhutnění směsi po nástřiku

Směs pro stříkaný beton se skládá z cementu, kameniva, vody, přísad, příměsí a případně navíc i z vláken. Při návrhu směsi je třeba brát v úvahu, kromě předepsaných požadavků na výsledný beton, také dostupnost materiálů v dané oblasti (například kamenivo) a technologii nástřiku betonu. Orientační složení betonové směsi pro nástřik suchou a mokrou cestou je uvedené v následující tabulce (Tab. 5).

Tab. 5 Orientační složení betonové směsi pro nástřik suchou a mokrou cestou (tabulka vychází ze zdroje [9])

Betonová směs pro nástřik:		suchou cestou	mokrou cestou
Složky betonové směsi		[kg/m ³]	
cement	CEM I 42,5 R	400	430
kamenivo	0/4	1140	1025
	4/8	560	645
roztok urychlující přísady s vodou		190	185
množství urychlující přísady vzhledem k hmotnosti cementu		6 - 8 %	5,5 - 8 %

5.1.1. Cement

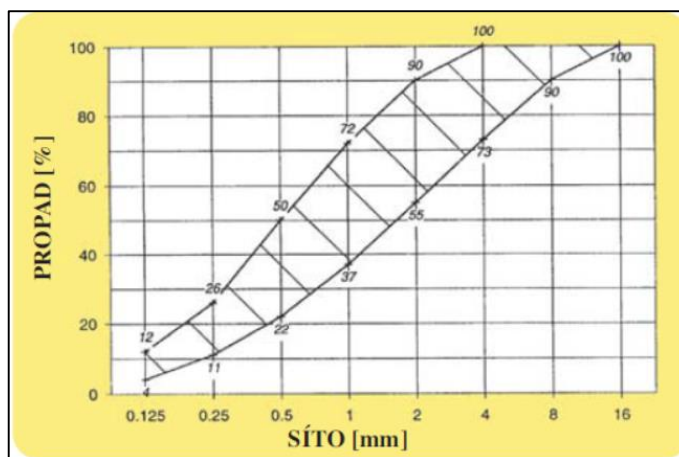
Cement slouží ve stříkaném betonu jako pojivo. Typ a množství použitého cementu má vliv především na pevnost a trvanlivost betonu. V ČR jsou pro stříkaný beton nejčastěji využívány portlandské cementy vyšších pevností (např. CEM I 42,5 R). Množství cementu je voleno obvykle mezi 370 až 430 kg/m³ betonu pro suchý proces a mezi 400 až 450 kg/m³ pro mokrá proces.

5.1.2. Kamenivo

Kamenivo slouží ve stříkaném betonu jako plnivo. Jako u všech speciálních druhů betonu je kvalita použitého kameniva velmi důležitá. Z ekonomických důvodů je obecně nutné při návrhu receptury vycházet z dostupného kameniva, které je zatíženo minimalizovanými dopravními náklady. Při použití kameniva s velikostí zrn do 4 mm je produkt označován jako stříkaná cementová malta, při uplatnění frakcí kameniva nad 4 mm se používá název stříkaný beton. Dodržení křivky zrnitosti kameniva je velmi důležité, značný význam má především obsah a vlastnosti jemných frakcí kameniva (například přilnavost stříkaného betonu k podkladu). Doporučené meze zrnitosti kameniva podle organizace EFNARC je uvedeno v Tab. 6 a na Obr. 23.

Tab. 6 Meze zrnitosti kameniva doporučené pro stříkaný beton [9]

Síto	Minimum (%)	Maximum (%)
0,125	4	12
0,25	11	26
0,5	22	50
1	37	72
2	55	90
4	73	100
8	90	100
16	100	100



Obr. 23 Doporučené pásmo čáry zrnitosti kameniva pro stříkaný beton [9]

Maximální velikost zrn: Podíl kameniva zrn nad 8 mm by neměl přesahovat 10 %. Větší zrna kameniva odpadají především při stříkání na tvrdé povrchy (počátek nástřiku) nebo vnikají do povrchové vrstvy již naneseného stříkaného betonu, kde způsobují poškození, které již není možné tímto materiálem vyplnit. Dále mohou větší zrna způsobit nežádoucí deformace či vibrace výztuže, ucpávání trysky a navíc jsou při odrazu nebezpečná pro přítomné pracovníky.

Použité kamenivo v betonové směsi dále závisí na technologii nástřiku. U kameniva pro suchou směs je důležitá přirozená vlhkost (ovlivňuje prašnost při nástřiku, průchodnost strojem a hadicemi). V případě, kdy se používají předpřipravené suché směsi, tak je třeba, aby vlhkost kameniva byla prakticky nulová (vzhledem k jeho dlouhodobému kontaktu s cementem).

Při mokré technologii nástřiku je třeba sladit složení zrnitosti kameniva zejména s požadavky na čerpatelnost betonu. Příliš nízký podíl jemného kameniva vede k segregaci (oddělení frakcí), špatné lubrikaci a k ucpávání zařízení. **V případě stříkaného betonu s vlákny je přebytek jemného kameniva důležitý pro čerpatelnost a dostatečné zhutnění.** Vyšší podíl jemného kameniva též zlepšuje přilnavost stříkaného betonu k podkladu a umožňuje docílení vyšší hutnosti výsledného betonu v oblasti kontaktní spáry nově nanášené vrstvy a podkladu.

5.1.3. Voda

Poměr vody a cementu je jedním z nejdůležitějších faktorů pro konečnou kvalitu stříkaného betonu. Celkové množství vody, které je použito při technologii nástřiků suchou cestou, se skládá z vody přivedené k trysce a vlastní vlhkosti obsažené v kamenivu. Vzhledem k tomu, že množství přidávané vody je určováno obsluhou trysky, neexistuje ve srovnání s technologií nástřiku mokrou cestou, předem přesně daná hodnota poměru vody a cementu. U příliš nízkého dávkování vody okamžitě vzniká nadměrná prašnost. V případě vysokého dávkování vody nadržuje nastříkaný beton na svislém nebo převislém podkladu a stéká dolů. V případě správného dávkování poměru vody a cementu, kolísá vodní součinitel jen velmi málo a drží se pod hodnotou 0,5. Zvětšení hodnoty poměru vody a cementu nad 0,5 je technologicky vyloučeno s ohledem na stékání či opadávání nanesené směsi z ukloněných či převislých ploch. Množství vody ve stříkaném betonu může být účinně korigováno použitím některé z přísad upravujících zpracovatelnost čerstvého betonu.

5.1.4. Přísady

Jedná se o hmoty, které upravují vlastnosti betonu (například rychlejší nárůst počáteční pevnosti, snížení prašnosti při nástřiku suchou cestou a zpracovatelnost). V poměru k množství cementu jsou přísady přidávány pouze v malém množství.

Pro výrobu stříkaného betonu jsou ve většině případů nezbytné **urychlovače** (přísady urychlující tuhnutí a tvrdnutí). Tyto přísady zkracují dobu tuhnutí a tvrdnutí, což znamená rychlejší nárůst počáteční pevnosti. Proto mohou být prováděny nástřiky najednou v tloušťkách nad 10 cm a jednotlivé vrstvy mohou být nástříkány rychleji za sebou. U větších staveb přispívají urychlovače tuhnutí značnou měrou ke zvýšení výkonů. V podzemním stavitelství je rychlý nárůst počáteční pevnosti stříkaného betonu základní podmínkou pro bezpečnou ražbu.

Přednostně jsou používány nealkalické urychlovače. Jejich použití oproti alkalickým urychlujícím přísadám poskytuje výhody pracovní-hygienické, ekologické i technologické. Navíc tyto urychlovače při obvyklém dávkování nevyvolávají výrazné snížení konečné pevnosti stříkaného betonu. Urychlující přísady musí být sladěny s používaným cementem a to jednak z hlediska průběhu nárůstu pevnosti stříkaného betonu v tlaku, tak i hodnoty pevnosti po 28 dnech.

Urychlovače mohou být používány v práškové nebo tekuté formě. Práškové urychlovače jsou zpravidla přidávány do míchačky, ve které je připravována suchá směs kameniva a cementu před nasypáním do stříkacího stroje. Bohužel je poměrně často přidáván prášek urychlovače ručně, což znemožňuje jeho přesné dávkování. Tekuté urychlovače umožňují přesnější dávkování dávkovacím čerpadlem. Mají navíc i další přednosti, protože nezpůsobují vznik dráždivého prachu v ovzduší a nevzniká možnost předčasného tuhnutí.

V ČR se nejčastěji používají tekuté urychlovače přidávané v trysce. Urychlovače jsou dávkovány v závislosti na nastaveném výkonu čerpadla (mokrý způsob) nebo na výkonu použitého stříkacího stroje (suchý způsob). Pro dosažení potřebné kvality stříkaného betonu musí být urychlovač přidáván rovnoměrně. Množství urychlovače musí být nastavováno podle místních podmínek s ohledem na různé faktory (teplota směsi a vzduchu, zvodnění a sklon podkladu, tloušťka zhotovované vrstvy, stabilita výrubu, atd.). Doporučované hodnoty se obvykle pohybují mezi 5,5 až 8 % hmotnosti cementu.

Další přísady: Jako přísadu je možné použít vodní sklo, které zvyšuje viskozitu a lepidlost stříkaného betonu. Použití vodního skla je možné jen ve výjimečných případech a to s ohledem na výrazné snížení konečné pevnosti betonu. Do stříkaného betonu aplikovaného mokřým způsobem lze při míchání betonové směsi přidávat plastifikační, ztekucující, zpožďující, případně i další vlastnosti upravující přísady. Účinnost přísad do stříkaného betonu a jejich vzájemnou snášenlivost (při více přísadách) je nutné prokázat ověřovacími laboratorními a případně i průkaznými zkouškami (zkoušky, kterými se před začátkem výroby ověřuje složení nově vyráběného betonu, zda vyhovuje všem požadavkům na vlastnosti betonu).

5.1.5. Příměsi

Jedná se o hmoty přidávané do betonu za účelem zlepšení některých dalších vlastností (např. hutnosti nebo pevnosti). Příměsi jsou obvykle přidávány ve větším množství, nežli je tomu v případě přísad.

Nejčastěji používanou příměsí do stříkaného betonu je **mikrosilika**. Použitím mikrosiliky vede k výraznému zlepšení vlastností stříkaného betonu. Zejména se jedná o vyšší pevnost v tlaku a vyšší hutnost. Díky zvýšení soudržnosti a lepidlosti již ve stadiu namíchání betonové směsi mikrosilika umožňuje nástřik silnějších vrstev při srovnatelném množství urychlujících přísad. Při suchém způsobu nástřiku má mikrosilika ještě jeden zajímavý efekt. Při odpovídajícím způsobu přidání má použití mikrosiliky za následek snížení spadu až o 50 %. Mikrosilika může být dávkována buď jako suspenze, anebo v podobě práškové. Dávka pevných složek mikrosiliky se obvykle pohybuje od 2 až do 8 % hmotnosti cementu.

5.1.6. Vlákna

Pro zlepšení vlastností stříkaného betonu mohou být použita ocelová nebo syntetická vlákna (výsledný produkt se pak nazývá vláknobeton). Přínos vláken v betonové směsi je podrobněji rozebrán v dalších kapitolách (kap. 8, 9 a 10). Hlavní výhody plynoucí z jejich přidání do betonové směsi lze popsat následujícími body.

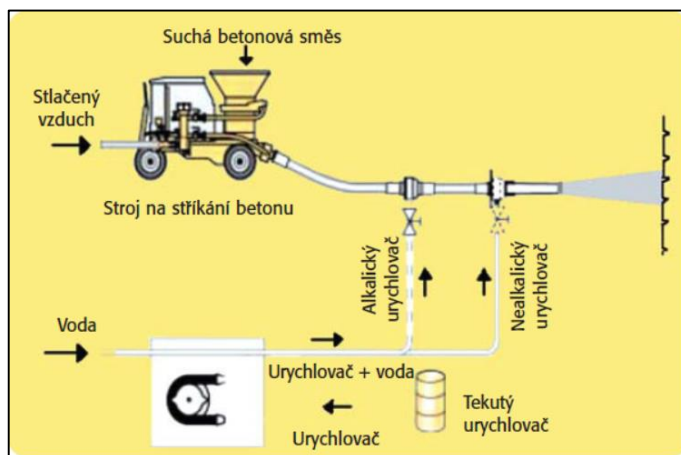
- Zvýšení houževnatosti stříkaného betonu.
- Schopnost přenášet zatížení po vzniku makrotrhliny.
- Případná možnost nahrazení prutové výztuže v ostění vlákny.

5.2. Způsoby nástřiku betonu

Jak již bylo naznačeno, tak v závislosti na použité betonové směsi rozlišujeme dva způsoby nástřiku betonu (suchý a mokrý).

5.2.1. Suchý způsob nástřiku betonu

Betonová směs pro suchý způsob stříkání betonu se dopravuje stlačeným vzduchem (provzdušněným proudem) hadicí od stříkacího stroje k trysce, kde se mísí s vodou a nanáší se na podkladní plochu stříkáním (Obr. 24).

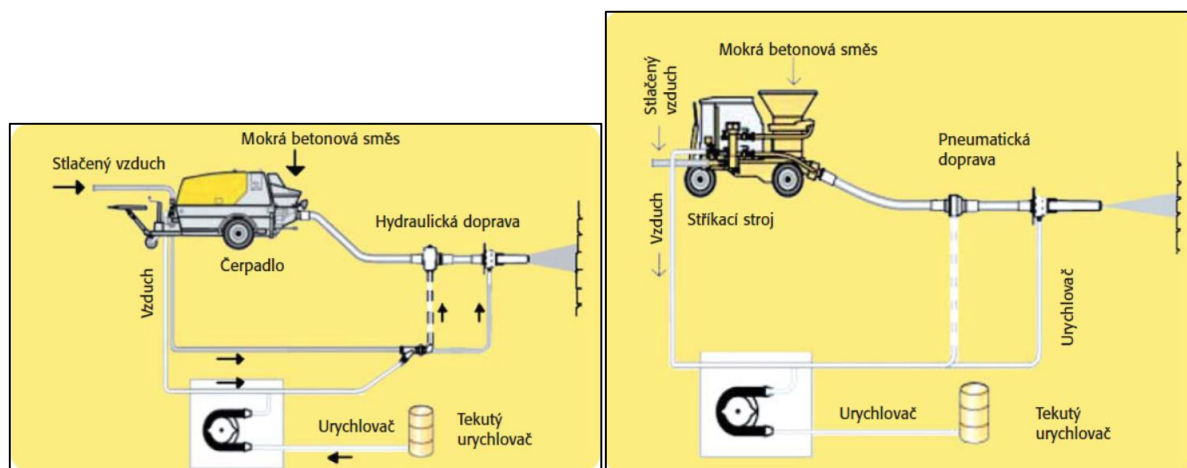


Obr. 24 Schéma suchého způsobu nástřiku betonu [9]

Směs pro suchý způsob nástřiku se dávkuje do proudu vzduchu zpravidla rotujícím válcem s komorami. Stříkací stroj musí zajistit rovnoměrný materiálový proud k trysce. Při provozu je třeba dbát na bezvadnou těsnost strojního zařízení (pro omezení vývinu prachu). Nespotřebované zbytky směsi a rozptýlené hmoty se musí průběžně odstraňovat. Stroj se musí řádně udržovat a čistit. Jako materiálové přívody slouží hadice nebo potrubí, které se mají vést přímo nebo v oblouku co možná největších poloměrů. U spojů je třeba dbát na dokonalé těsnění. Materiálové přívody nemají mít pokud možno mezi stříkacím strojem a tryskou žádné změny průřezu. Tryska s přívodem vody musí být uspořádána tak, aby bylo zajištěno dobré promíchání vody se směsí a podle potřeby rovněž i urychlovače či jiných přísad. Voda se přivádí k trysce při dostatečném tlaku vyšším než 4 bary hadicí nebo potrubím a její teplota by měla být v rozmezí od 8 do 50 °C. Dávkovací zařízení pro urychlující přísadu musí zajišťovat rovnoměrné přidávání stanoveného množství urychlovače.

5.2.2. Mokrý způsob nástřiku betonu

Mokrý způsob nástřiku se provádí buď hutným proudem s pomocí upravených čerpadel na beton, které mají sníženou pulzaci při čerpání směsi, nebo řídkým (provzdušněným) proudem ze stříkacího stroje, kde dopravním médiem je vzduch (Obr. 25).



Obr. 25 Schémata dvou způsobů mokrého nástřiku betonu (nástřik hutným proudem je zobrazen vlevo a řídkým proudem vpravo) [9]

Při použití čerpadla odpovídají materiálové přívody strojnímu potrubím používanému pro normální čerpání betonu. Přívody vedou pokud možno přímo, počet spojů se minimalizuje. Při dopravě řídkým proudem v hadicích se smí používat pouze spojky silově přitlačené. Stříkací tryska musí být pro mokrý způsob nástřiku upravena. V případě použití čerpadel se v trysce přidává s urychlující přísadou také stlačený vzduch.

5.2.3. Porovnání technologií nástřiku

Zmíněné typy technologie nástřiku betonu se liší z hlediska zpracování betonové směsi, pracovních podmínek při stříkání, kvality a ceny stříkaného betonu. Každý způsob provádění má své výhody a nevýhody v závislosti na konkrétních podmínkách využití.

Zpracování: U technologie nástřiku mokrou cestou se používají směsi připravené v betonárně. Betonová směs pro nástřik je připravena stejným způsobem jako běžný monolitický beton. Poměr vody a cementu a tím i kvalitu směsi je možné zkontrolovat prakticky kdykoli. Konzistence může být upravována pomocí přísad. Proto je při nástřiku mokrou cestou jednodušší udržovat rovnoměrnou kvalitu. Připravená směs je z domíchávače lita do čerpadla a tlakem dopravována hadicí k trysce.

Přednosti nástřiku mokrou cestou oproti nástřiku suchou cestou jsou následující:

- Kontrola dávkování vody (poměr vody a cementu je konstantní)
- Možnost dávkování tekutých přísad při míchání směsi
- **Možnost rovnoměrného namíchání ocelových či syntetických vláken na betonárce**
- Lepší přilnavost k povrchu
- Podstatně vyšší výkon nástřiku (což znamená zkrácení doby nástřiku)
- Lepší pracovní podmínky (viditelnost, dýchatelnost) vzhledem k nižší prašnosti
- Možnost nástřiku silnějších vrstev (vzhledem k působení přísad)
- Nižší spad (ztráta je v rozmezí 5 – 15 %, u suché cesty v rozmezí 20 – 30 %)
- Vyšší pevnost v tlaku s velmi malým rozptylem výsledných hodnot

Nevýhody nástřiku mokrou cestou oproti nástřiku suchou cestou:

- Vyšší požadavky na kvalitu betonové směsi s ohledem na čerpatelnost a účinnost urychlovače
- Vyšší nároky na zpracování betonové směsi při přestávkách mezi dovozem jednotlivými domíchávači
- Menší dopravní vzdálenosti
- Vyšší náklady na přípravu a čištění zařízení
- Vyšší pořizovací náklady na aplikační zařízení
- Nižší mobilita
- Nižší účinnost při aplikaci na vlhké podklady
- Velmi obtížné zajištění možnosti déletrvajícího neplánovaného přerušení nástřiku, a tudíž vyšší nároky na organizaci práce a technologickou kázeň

Nástřik suchou cestou by se měl používat spíše výjimečně, především při malých objemech betonu (např. opravy) a ve speciálních případech (dlouhé dopravní vzdálenosti, časté přerušování práce, atd.).

Pracovní podmínky: U technologie nástřiku suchou cestou je zejména hygienickým problémem vysoká prašnost, v některých případech se naměřené hodnoty obsahu prachových částic ve vzduchu pohybují daleko za přípustnými limity (Obr. 26). Prašnost při mokrému nástřiku je výrazně nižší, což je velmi důležitý fakt z hlediska pracovních podmínek (podstatně lepší dýchatelnost a viditelnost).



Obr. 26 Nadměrná prašnost při nevhodném nastavení suchého způsobu nástřiku betonu [9]

Kvalita: Jsou-li srovnávány výsledky dosažené technologiemi mokrého a suchého nástřiku, jsou výsledky dosažené při nástřiku za mokra lepší. Rovněž rozptyl dosažených výsledků je zřetelně příznivější (menší) než při nástřiku za sucha.

Cena: Obecně je průměrný denní výkon při mokrému způsobu nástřiku výrazně vyšší v porovnání se suchou cestou. Investiční náklady na nové stříkací stroje pro nástřik mokrou cestou sice během vývoje velmi silně stouply, na druhou stranu klesla cena stříkaného betonu. Došlo ke zkrácení doby pro přípravu nástřiku. Díky současným mobilním stříkacím strojům lze začít nástřik betonu několik minut po dopravení stříkacího zařízení na místo. Vzhledem k podstatnému zrychlení ražby tunelů narostla podstatně cena času realizace. Proto je snaha minimalizovat veškerý čas potřebný pro přípravu a vlastní nástřik betonu, což vede k upřednostňování mokrého způsobu nástřiku.

5.3. Realizace nástřiku

Hutnost a homogenita stříkaného betonu jsou kromě správného návrhu receptury namíchané směsi závislé zejména na způsobu a postupu nanášení na podklad či na předchozí vrstvu stříkaného betonu (Obr. 27). Tato fáze, kdy ukládání a hutnění směsi se děje v jediném nevratném okamžiku při dopadu betonu vysokou rychlostí na podklad, je zásadně ovlivněna lidským faktorem, tj. řízením a rozhodováním operátora trysky – nástříkavače.



Obr. 27 Vliv způsobu nástřiku na kvalitu ostění (vzorky zhotoveny ze stejné betonové směsi za stejných podmínek různými operátory trysky) [9]

Pro provádění nástřiku musí být zpracován technologický postup podle konkrétních podmínek aplikace stříkaného betonu. Požaduje-li to objednatel, doladuje se či provádí se pro zhotovení trvalých konstrukcí ze stříkaného betonu osobní certifikace operátora trysky (nastříkavače).

Dávkování cementu: Průkazními zkouškami stanovené správné dávkování cementu a urychlující přísady se může mírně přizpůsobit místním podmínkám. To může být vyvoláno například polohou a stavem podkladu nástřiku, vlivem meziročního kolísání teploty, vlhkosti, vlivem výronů vody a vlivem změny geologických podmínek.

Teplota: Nízké teploty podkladních ploch nástřiku (např. zmrzlá hornina, zemina nebo led) vyžadují zvětšení tloušťky stříkaného betonu (minimálně o 3 cm). Zpracování stříkaného betonu při teplotách vzduchu a podkladu nižších než +5 °C vyžaduje doplňující opatření. Minimální teplota betonové směsi se za těchto podmínek doporučuje +15 °C. Jako účinná opatření se hodí ohřívání přídavné vody až do maxima 50 °C (na betonárně či vody před tryskou) nebo zahřívání kameniva případně i směsi. Ochrana proti mrazu je nutná do doby, než stříkaný beton dosáhne pevnosti v tlaku 5 MPa.

Úprava povrchu: Před započítím nástřiku se musí provést přípravné práce. Na nevyztuženém výrubu je třeba odstranit uvolněné a nekvalitní části horniny. Dále je třeba odvést větší průsaky vody pomocí drenážních kanálků, hadic nebo nopových fólií. Podle místních podmínek lze průsaky utěsnit pomocí pasty z rychle tuhnoucího cementu nebo injektáží. Před nástřikem je v případě suchých a nasákavých hornin vhodné provést předvlhčení podkladu. Větší nadvýlomy ve výrubu či větší prohlubně musí být před standardním nanášením stříkaného betonu přednostně zastříkány.

Postup nástřiku: Nanášení je třeba provádět po vrstvách rovnoměrnými (rotačními) pohyby trysky, aniž by se přerušovala spojitost nanášení stříkaného betonu. Struktura betonu má být co nejhutnější, povrch uzavřený a má vykazovat pokud možno rovnoměrnou a plošně rovinnou skladbu (Obr. 28). Při velkých tloušťkách stříkaného betonu (přibližně nad 150 mm) je nutno nanášet dvě nebo více vrstev, aby se zabránilo odpaďování čerstvého betonu vlastní hmotností (Obr. 28). To platí zejména při nástřiku na klenbách a převislých plochách. Při delších časových přerušeních nástřiku jednotlivých vrstev (vice než 24 hodin) je třeba, s ohledem na nároky přilnavosti, starou vrstvu stříkaného betonu očistit směsí tlakového vzduchu a vody (Obr. 29). Nástřik je nutné provádět odspodu nahoru, aby se vyloučilo zastříkávání napadaného spadu.



Obr. 28 Ukázka konstrukce po špatně provedeném nástřiku (vlevo), ukázka odpaďování kusů betonu při špatném nástřiku (vpravo) [9]



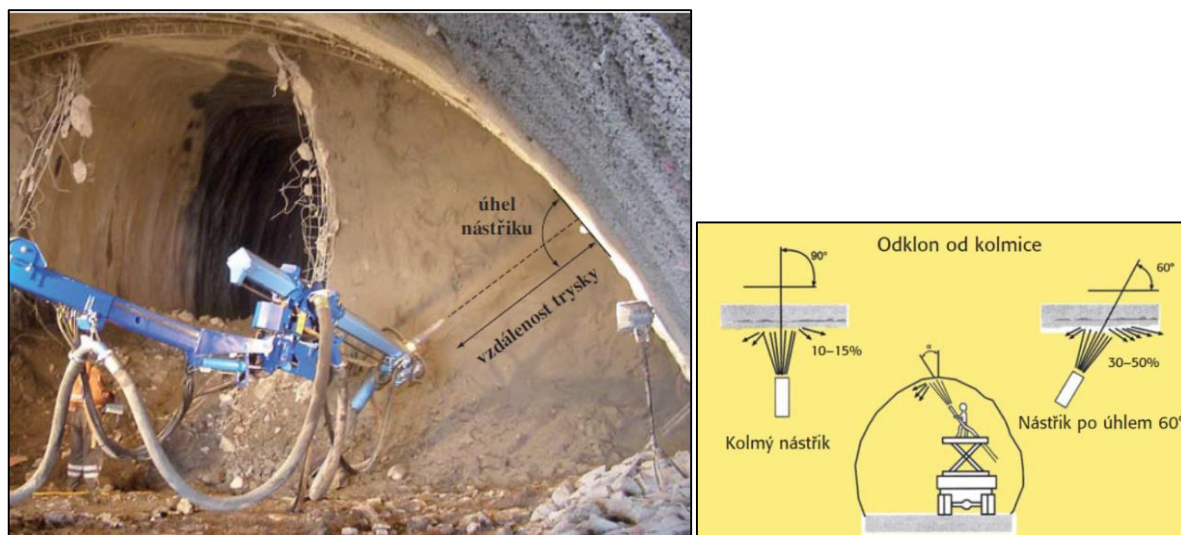
Obr. 29 Začišťování odtěženého dna tlakem vzduchu (vlevo), začišťování podkladu proudem tlakové vody (vpravo) [9]

Nástřik pomocí manipulátoru: Nanášení betonu mokrým způsobem se provádí zpravidla pomocí dálkově řízeného stříkacího ramene (manipulátoru), protože v důsledku velké hmotnosti hutného proudu dopravovaného čerstvého betonu a těžkého stříkacího vybavení ruční obsluha řízení trysky není možná. Mechanická ramena umožňují při použití větších průměrů přívodů a strojů s vysokým výkonem také vyšší produktivitu stříkání, zejména pokud jsou připraveny dostatečně velké souvislé plochy pro nástřik. Odstup trysky a směr trysky jakož i rychlost přísunu směsi mohou být optimalizovány nastříkávácem pro jakýkoli případ použití. Operátor trysky se pohybuje stranou od nastříkované plochy (Obr. 30) a tím i mimo přímý prostor odráženého spadu a vlivu prachu. Zaujímá místo podle typu stroje v řídicím stanovišti manipulátoru nebo se volně pohybuje s řídicím modulem po pracovišti. Tím je pro operátora zaručena vyšší pracovní hygiena a bezpečnost. Dálkové ovládání zajišťuje vyšší bezpečnost obsluhy zvláště v nestabilních horninových podmínkách.



Obr. 30 Pozice operátora trysky při využití manipulátoru [9]

Vzdálenost a směr trysky: Vzhledem k přepravnímu výkonu a přepravní rychlosti proudu směsi (dané rychlostí a množstvím vzduchu) je třeba udržovat odstup stříkací trysky od podkladu ve vzdálenosti mezi 1,0 až 1,5 m. Úhel nástřiku, tj. úhel nasměrování trysky k ploše podkladu, musí být co nejkolmější. Zmenšení nebo překročení doporučeného odstupu trysky, stejně tak i šikmé odklonění trysky od podkladu, snižuje kvalitu zhutnění stříkaného betonu a zvyšuje spad (Obr. 31).



Obr. 31 Směr nástřiku a vzdálenost trysky (vlevo), vliv úhlu nástřiku na množství spadu (vpravo) [9]

Spad: Vliv na množství spadu mají skladba směsi (velikost a tvar zrn kameniva, dávkování cementu a přísady), výstupní rychlost proudu z trysky, množství vzduchu (poměr vzduchu k betonové hmotě), tloušťka vrstvy nanášeného stříkaného betonu, vlastnosti podkladu a způsob vedení stříkací trysky (Obr. 31). Nespotřebované zbytky směsi při delších přerušeních práce a spad se nesmějí pro stříkaný beton používat.

Výztuž: Výztuž a zabudované ocelové prvky musí být dostatečně upevněny tak, aby při nástřiku nedocházelo k jejich kmitání. **Při zastříkávání výztuže a systémových ocelových prvků (jako ocelových příhradových oblouků, ocelových profilů apod.) nelze vyloučit vznik stínů ve stříkaném betonu.** Odborným vedením trysky lze však tyto stíny podstatně omezit. Zvláštní pozornost je nutné věnovat předepsanému přesahu výztužných sítí, které je nutné osazovat v zákrytu. Pokud se má provést výztuž ve dvou a více vrstvách (např. vnější a vnitřní výztužná síť), je třeba osadit druhou vrstvu sítí teprve tehdy, když je první vrstva zastříkána (Obr. 32).



Obr. 32 Ocelové sítě a rámy před provedením nástřiku [9]

Ošetření: Ošetření betonu po nastříkání je potřebné, pouze pokud jsou požadovány zvláštní vlastnosti (např. stříkaný beton pro trvalé konstrukční účely, pro opravy a zesilování konstrukcí, stříkaný beton v tenkých vrstvách), nebo v případě zvláštních okolností (silné vysušování). V takových případech se stříkaný beton musí ošetřovat způsobem, který zajišťuje nepřerušovanou hydrataci cementu v době jeho tuhnutí a tvrdnutí. V případě potřeby se obvykle povrchy stříkaného betonu udržují vlhké nepřímo s pomocí dostatečně máčeného krytu nebo se postříkují ošetřovacím prostředkem. Ošetřovací přípravky, které poškozují přilnavost, se nesmí používat v případě, že se nanáší další vrstva stříkaného betonu.

5.4. Požadavky na stříkaný beton

Požadavky na stříkaný beton závisejí především na konkrétním použití. To lze v projektu specifikovat typem a třídou stříkaného betonu, oborem pevnosti mladého stříkaného betonu, případně dalšími požadavky.

Tab. 7 Nejčastější příklady druhů stříkaného betonu [9]

Účel	Označení betonu
SB pro primární ostění tunelu	SB 25 / typ II / obor J2
SB podkladní vrstvy pod fóliovou izolací	SB 15 / typ I / zrno max. 4 mm
SB pro menší opravy betonových konstrukcí v podzemí	SB 30 / typ III / zrno max. 4 mm
SB pro jednoplášťová a sekundární ostění	SB 30 / typ III / obor J2

5.4.1. Typy stříkaného betonu podle jeho funkce

Kvalitativní vlastnosti stříkaného betonu jsou definovány pomocí tříd stříkaného betonu a dalších vlastností. Požadované vlastnosti se specifikují v projektové dokumentaci popisem v technické zprávě a příslušným vyznačením v prováděcích výkresech. Různé typy stříkaného betonu zohledňují účel použití stříkaného betonu i jeho úlohu v konstrukci. Pro jednotlivé typy stříkaného betonu jsou rozdílné požadavky na počáteční pevnost, homogenitu, hutnost stříkaného betonu a z ní odvozené další vlastnosti (např. zvýšená vodotěsnost, mrazuvzdornost, atd.). Podle výsledné kvality stříkaného betonu se odlišují požadavky na jeho zkoušení.

Stříkaný beton bez konstrukční funkce (SB I): Tento typ stříkaného betonu slouží především jako výplňový materiál. Lze ho použít pro úpravy vnitřního líce ostění (např. jako vyrovnávací vrstvu pod fóliovou izolací), pro výplně dutin v horninovém masivu (puklin, nadvylomů) nebo pro uzavření povrchu horniny (např. ochránění povrchu horniny proti vzdušné vlhkosti). Zpravidla se udávají pouze minimální požadavky na kvalitativní vlastnosti tohoto betonu.

Stříkaný beton s konstrukční funkcí (SB II): Úloha tohoto typu stříkaného betonu spočívá všeobecně ve funkci zabezpečovací a podpůrné. Používá se zejména pro primární ostění podzemních staveb ražených pomocí NRTM, pro stabilizaci čelby ražených staveb, ale i pro zajištění stěn stavebních jam nebo přírodních svahů. U tohoto stříkaného betonu je třeba určit požadavky na nárůst pevnosti mladého a nezralého

betonu. Vývoj pevnosti je vymezen oborem J1 až J3, kdy je třeba uvážit stupeň přetížení v příslušném stáří stříkaného betonu a při použití alkalických urychlovačů také vliv na snížení konečné pevnosti. Konstrukce a způsob realizace musí být navrhovány tak, aby byla zajištěna co možná nejhutnější struktura stříkaného betonu. Místní nehomogennost tohoto typu stříkaného betonu (např. **dutiny za příhradovými rámy**) je možné vhodným nástřikem minimalizovat, **nicméně je nelze zcela vyloučit**.

Stříkaný beton se zvláštní konstrukční funkcí (SB III): Tento stříkaný beton má trvalou statickou funkci, např. v případě sekundárního ostění ze stříkaného betonu nebo v případě jednoplášťového ostění. Kromě třídy stříkaného betonu je třeba specifikovat další zvláštní požadavky. Při určování oboru (J1, J2 nebo J3) je třeba uvážit stupeň přetížení v příslušném stáří stříkaného betonu. Požadavky na pevnost je tedy třeba přizpůsobit časovému průběhu zatěžování. Pro tento stříkaný beton se požadují zpravidla zvláštní nároky na hutnou a homogenní skladbu stříkaného betonu zvláště s ohledem na jeho trvanlivost. **Proto je pro tuto funkci velmi často využíván stříkaný beton vyztužený ocelovými vlákny bez sítí a příhradových rámu, aby bylo riziko vzniku dutin minimalizováno.** Je nutné používat nealkalické urychlovače tuhnutí. Bezprostřední nástřik tohoto betonu na plochy se silným přítokem vody nelze provádět, přítoky vody je třeba minimalizovat (např. předběžný těsnicí nástřik, odvedení vody drenážemi atd.). Dále je třeba důsledně ověřovat kvalitu betonu prováděním veškerých předepsaných zkoušek v odpovídající četnosti.

5.4.2. Třídy pevnosti stříkaného betonu

Stříkaný beton se zařazuje do pevnostních tříd analogicky jako monolitický beton. Pro klasifikaci je použita charakteristická pevnost betonu v tlaku (válcová/krychlená), která se vztahuje zpravidla ke stáří 28 dní. Pevnost uvedená za značkou stříkaného betonu (SB) vyjadřuje charakteristickou hodnotu krychlené pevnosti, která by měla být stanovena v souladu s třídami pevnosti betonu podle normy pro beton ČSN EN 206.

Tab. 8 Třídy pevnosti stříkaného betonu [9]

Třída pevnosti stříkaného betonu	krychlená pevnost v tlaku [MPa]
SB 15 (C 12/15)	15
SB 20 (C 16/20)	20
SB 25 (C 20/25)	25
SB 30 (C 25/30)	30

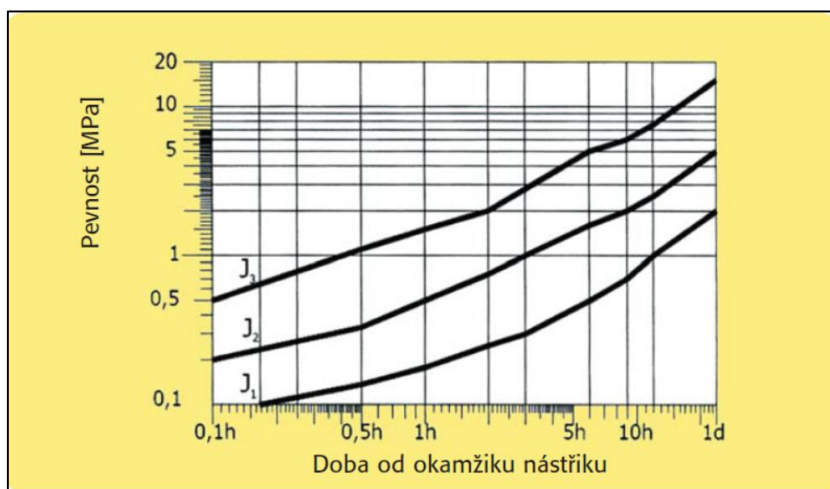
5.4.3. Obory pevnosti mladého stříkaného betonu

Stříkaný beton pro primární ostění tunelů musí splňovat dostatečně rychlý náběh pevnosti a houževnatosti. Ostění z mladého stříkaného betonu musí zajistit bezpečnou ražbu, zamezit vypadávání uvolněných bloků horniny a vytvořit novou rovnováhu v horninovém masivu.

Mladý stříkaný beton je stříkaný beton do stáří 24 hodin po nástřiku. Z hlediska nárůstu pevnosti a požadavků na pevnost se dělí mladý beton do oborů J1, J2, J3 (Tab. 9 a Obr. 33).

Tab. 9 Předepsané pevnosti v tlaku v **MPa** mladého stříkaného betonu pro jednotlivé obory [9]

Obory	Doba po nástřiku									
	6 min.	10 min.	30 min.	1 hod.	2 hod.	3 hod.	6 hod.	9 hod.	12 hod.	24 hod.
J1	0,10	0,14	0,18	0,25	0,30	0,50	0,70	1,00	2,00	
J2	0,20	0,25	0,33	0,50	0,75	1,00	1,60	2,00	2,50	5,00
J3	0,50	0,75	1,10	1,50	2,00	2,80	5,00	6,00	7,50	15,00



Obr. 33 Obory nárůstu pevnosti **mladého** stříkaného betonu v tlaku [9]

Nárůst pevnosti v prvních minutách po nástřiku má velký vliv na množství spadu, zejména při nástřiku vrstvy větší tloušťky najednou či nástřiku na převislé podkladní plochy. Naopak při příliš rychlém nárůstu pevnosti stříkaný beton bezprostředně po nanesení na stěnu ztvdne a hrubší částice v proudu následujícího stříkaného betonu se již nemohou uložit a odrazí se. Při silném přítoku vody nebo při nestabilním podkladu je vyšší pevnost v prvních minutách potřebná, je však nutno přitom počítat krátkodobě se zvýšenou prašností a vyšším odrazem spadu. Nárůst pevnosti mladého

betonu do hodnoty 1 MPa se zjišťuje penetrační jehlou. Doby měření a postup zkoušení je třeba přizpůsobit nárůstu pevnosti aplikovaného stříkaného betonu. Zpravidla se prokazuje průběh od 6 minut do 6 hodin a pevnost po 24 hodinách. Průkaz pevnosti po 9 a 12 hodinách je potřebný jen ve zvláštních případech (např. u mělkých tunelů při bezprostředním zatížení celým nadložím).

Stříkaný beton oboru J1 (hodnoty mezi čarami J1 a J2 na Obr. 33) se hodí pro nástřik v tenkých vrstvách na suchý podklad bez zvláštních statických požadavků v prvních hodinách po nástřiku. Je výhodný po malou prašnost a malý spad.

Stříkaný beton oboru J2 (hodnoty mezi čarami J2 a J3) je vhodný, pokud má být beton nanesen co nejrychleji v silných vrstvách (i nad hlavou), při přítocích podzemní vody a při následném působení bezprostředně navazujících pracovních kroků (např. u ražených staveb realizace kotevních vrtů, zahánění pažin, jehlování, trhací práce atd.). Tento obor je vyžadován také při rychlém nárůstu zatížení horninovým tlakem nebo při působení přitížení.

Stříkaný beton oboru J3 (hodnoty nad čarou J3) se má používat pouze ve zvláštních případech (např. silně porušené hornině, při silném přítoku vody) vzhledem ke zvýšenému vývinu prachu a zvýšenému spadu. Vysoké počáteční pevnosti vedou při použití alkalických urychlujících přísad ke značnému poklesu konečné pevnosti oproti nulovému betonu (tj. betonu bez urychlovače), proto je nutné v tomto oboru používat výhradně urychlovače nealkalické.

Zmíněné aspekty je třeba zvážit při stanovování třídy pevnosti. V důsledku silného ovlivňování pevnosti v dalším nárůstu pevnosti se má předepisovat v oboru J2 použití alkalických urychlovačů jen ve zvláštních případech. Při nealkalických urychlovačích nenastává pro obory J1 až J3 žádné podstatné snížení konečné pevnosti.

5.4.4. Další vlastnosti stříkaného betonu a jejich zkoušení

Dále lze předepsat a zkoušet také odolnost proti průsaku vody (s ohledem na statickou funkci konstrukce), mrazuvzdornost, odolnost proti chemické agresivitě, modul pružnosti, přilnavost a **houževnatost**. Houževnatost je důležitou vlastností pro vláknobetonové konstrukce (její zkoušení a význam je uveden v kapitole 8.4).

5.5. Kontrola kvality stříkaného betonu

Kromě předepsání určitých požadavků na betonovou směs a výsledný stříkaný beton, je třeba se také zamyslet nad způsoby jejich kontroly. Pro kontrolu kvality stříkaného betonu jsou nutné zkoušky výchozích složek, namíchaných směsí, zařízení i vlastního stříkaného betonu.

Četnost kvalitativních zkoušek se řídí zpravidla dle závažnosti aplikace stříkaného betonu (podle požadavků na jeho trvanlivost, podle denních výkonů i místních podmínek). Tyto faktory, včetně TKP a ZTKP pro konkrétní stavbu, by měly být specifikovány v realizační dokumentaci. Doporučuje se, aby třídy četnosti zkoušek byly rovněž v souladu s typem betonu dle jeho funkce (SB I až SB III).

Kvalita stříkaného betonu a jeho složek se prokazuje průkazními a kontrolními zkouškami. Zkoušky musí provádět nezávislá akreditovaná laboratoř se zkušenostmi v oblasti stříkaného betonu.

Zkoušky složek betonové směsi: Jednotlivé složky pro provádění stříkaného betonu (cement, kamenivo, přísady a příměsi) musí být kontrolovány a certifikovány výrobcem. Vlastnosti cementu a kameniva (odplavitelné částice, čára zrnitosti, vlhkost) je třeba pravidelně ověřovat pomocí kontrolních zkoušek během výroby betonové směsi. Ostatní složky je možné kontrolovat před a v průběhu stavby dle potřeby (vodu, plastifikátory, atd.).

Zkoušení namíchané betonové směsi: V případě nástřiku suchou cestou kontroluje výrobce teplotu směsi, obsah cementu a podíl frakcí kameniva. V případě mokré směsi musí navíc výrobce zkontrolovat vodní součinitel, dávkování plastifikátoru a provést zkoušku rozlitím či sednutím (Obr. 34). Pro míchané betonové směsi dovážené z certifikované betonárny jsou navíc prováděny zkoušky plynoucí z kontroly jakosti výrobce.

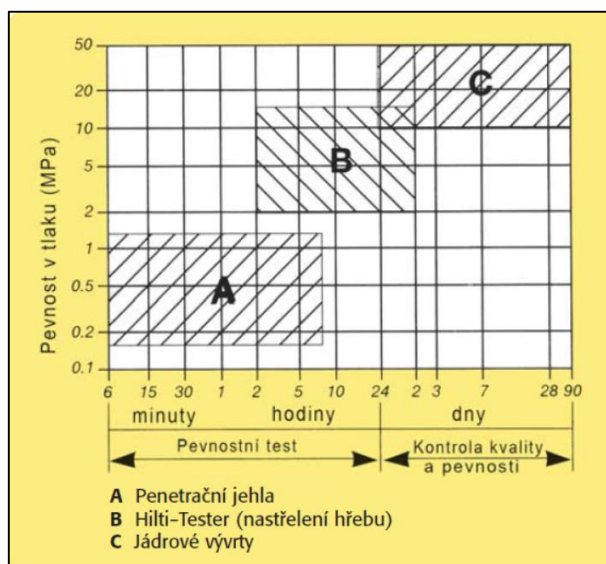


Obr. 34 Provádění zkoušky rozlití [9]

Průkazní zkoušky stříkaného betonu: Průkazní zkoušky musí provádět akreditovaná laboratoř. Výchozím bodem pro jejich provedení je zadání průkazních zkoušek organizací provádějící SB, ve kterém musí být zohledněny všechny projektem požadované jakostní parametry a zhotovitelem specifikovány potřebné technologické vlastnosti stříkaného betonu včetně podmínek jeho aplikace. Nejdříve se při průkazní zkoušce prověřuje dávkování navrhovaného složení betonové směsi na betonárně či ve staveništní výrobně. Při zkoušce stříkáním nanášeného betonu je nutné prokázat projektem vyžadované vlastnosti mladého i zralého stříkaného betonu. Průkazní zkoušky základních vlastností stříkaného betonu ověřují nárůst pevnosti betonu a pevnost betonu v tlaku. Při této zkoušce jsou dále stanovovány další související parametry: teplota čerstvého betonu, dávkování urychlovače, objemová hmotnost a u mokrého způsobu konzistence základní směsi. Průkazní zkoušky ostatních vlastností (mrazuvzdornosti, síranovzdornosti, modulu pružnosti, **pevnosti v tahu za ohybu**, odolnosti proti průsaku vody nebo vyluhovatelnosti) je třeba provádět v případě, že jsou tyto vlastnosti stanoveny v realizační dokumentaci stavby (RDS) nebo v požadavcích objednatele (TKP, ZTKP, TP). Průkazní zkoušku stříkaného betonu z navržených složek je nutné provést na staveništi s konečným zařízením za stejných či obdobných podmínek (zejména teplotních), za kterých se bude stříkaný beton aplikovat. Pro porovnání je třeba se stejným složením odzkoušet i porovnávací (nulový) beton bez urychlovače pro zjištění poklesu pevnosti.

Kontrolní zkoušky stříkaného betonu: Zkouškami během stavby se dokladuje, že stříkaný beton byl vyroben tak, že při standardním postupu provádění lze na zkušebních tělesech dosáhnout požadovaných vlastností v určené době po nástřiku. Minimální rozsah kontrolních zkoušek se pro konstrukční stříkaný beton zpravidla omezuje na vyšetření náběhu pevnosti mladého betonu, dále pak zjištění pevnosti a objemové hmotnosti na vývrtech po 28 dnech. Vyšetření skutečně dosažené pevnosti stříkaného betonu se provádí přednostně na jádrech o průměru 100 mm, odvrtaných z nastříkaného betonu. Odebírání vrtaných jader se doporučuje provádět těsně před laboratorní zkouškou (pro odběr by beton měl mít pevnost nejméně 10 MPa). Běžně se v rámci kontrolních zkoušek provádějí zkoušky mladého stříkaného betonu penetrační jehlou a přístrojem Hilti-Tester 4 (Obr. 35). Zkoušky nárůstu pevnosti mladého stříkaného betonu se provádějí zpravidla pro zaručení přenášení silových účinků z masivu na ostění, případně pro zabezpečení hospodárného a bezpečného nástřiku vrstvy betonu

nad hlavou či na převisných plochách výrubu. Četnost kontrolních zkoušek vyplývá z předepsaných tříd četnosti (jednou za měsíc až jednou za dobu stavby). Četnost kontrolních zkoušek stanovuje realizační dokumentace stavby s přihlédnutím k charakteru a funkci konstrukce i celkové kubatury aplikovaného stříkaného betonu.



Obr. 35 Orientační rozsah použití základních metod pro kontrolu pevnosti stříkaného betonu v různých fázích zrání [9]

Tato kapitola vychází ze zdrojů [9] a [66]. V těchto dvou publikacích lze nalézt další podrobnější data související s využitím stříkaného betonu v podzemním stavitelství (jedná se například o informace ke zpracování statických výpočtů ostění ze stříkaného betonu, strojním vybavení, bezpečnosti práce a o dalších oblastech souvisejících s touto problematikou).

6. Provedené numerické modelování

V předešlých kapitolách se nacházejí informace o navržené konstrukci tunelu a poznatky z jeho realizace. Následující text obohacený obrázky a tabulkami popisuje základní kroky k vytvoření numerických modelů pro výpočet vnitřních sil v primárním ostění tří technologických tříd. Hodnoty účinků zatížení (vnitřní síly) jsou důležité pro posouzení únosnosti ostění, které je uvedeno v následujících kapitolách.

Úloha byla řešena metodou konečných prvků (MKP) ve 2D, pro vlastní matematický model byl použit software Plaxis 2D verze 2016.01. V současné době se používají i další softwary pro numerické modelování geotechnických úloh (Plaxis 3D, Geo MKP, Midas, Phase2, FLAC a další).

Obecně lze numerické modely rozdělit na prostorové (3D) a rovinné (2D). Při výběru softwaru pro numerické výpočty je vhodné se zamyslet, jestli je nezbytně nutné modelovat danou úlohu ve 3D. V případě liniových podzemních staveb konstantního průřezu se v praxi běžně používají výpočty ve 2D, které pro tyto úlohy dosahují dostatečně přesných výsledků. Výhody 2D numerických modelů plynou z výrazně nižších časových nároků na tvorbu modelu, výpočetní čas a vyhodnocení vypočtených výsledků. Prostorové modelování je naproti tomu vhodné pro plošné podzemní stavby nebo pro místa s křížením podzemních děl. V uvedené úloze by bylo pomocí 3D výpočtu například možné ověřit předpokládané zatížení nevyztuženého výrubu.

Dalším kritériem pro výběr vhodného softwaru pro posouzení primárního ostění mohou být i geotechnické podmínky modelovaného horninového masivu. Například v programu Unwedge kanadské společnosti Rock Science lze provádět stabilitní 3D analýzu skalního horninového masivu po provedení výrubu. V tomto programu lze posuzovat stabilitu horninových bloků a také navrhnout vyztužení výrubu. Tento typ návrhu a posouzení by mohl být vhodný pro posuzované třídy 4.2 a 5.1.

6.1. Modelované příčné řezy

Následující text je ilustrován především vstupními parametry a výsledky numerického modelu 2 (TT 5.1). Doplnující data související s modelováním zbylých dvou řezů masivem jsou z důvodu přehlednosti textové části pouze v přílohách 4. 3 a 4. 4 (modelování všech tří řezů proběhlo obdobným způsobem, specifika jednotlivých modelů jsou uvedena v následujících podkapitolách).

Pro ražbu tunelu bylo navrženo 8 technologických tříd (TT 4.1, 4.2, 5.1, 5.2, 6.1, 6.2, 6.3 a MP1). Navržené třídy se navzájem liší tloušťkou primárního ostění, počtem a typem výztužných sítí, počtem a délkou svorníků, délkou záběru, maximálním odstupem pracovišť (kalota, opěří, dno) a způsobem vyztužení dna tunelu, případně i aplikací stabilizačního klínu čelby výrubu. Popis navrženého způsobu vyztužení výrubu je uveden v kapitole 4.

S ohledem na jednotlivé způsoby vyztužení výrubu byly výpočty provedeny pro tři charakteristické technologické třídy. Jedná se o třídy 4.2, 5.1 a 6.2, které se liší v zásadních parametrech pro další výpočty. Pro výpočet vnitřních sil a následné posouzení je důležitá především **tloušťka ostění** a **podmínky pro ražbu**, ve kterých byla realizace navrhované třídy předpokládána. Pro každou třídu byl sestaven jeden samostatný model, který byl umístěn do vybraného příčného řezu tunelu s nejméně příznivou konfigurací z hlediska geotechnických podmínek (kvazihomogenní celek a výška nadloží). Základní parametry vybraných příčných řezů jsou uvedené v Tab. 10. Modelovány byly **předpokládané technologické třídy** z důvodu posouzení možnosti využití vláknobetonu z hlediska únosnosti v přípravné fázi projektu.

Tab. 10 Základní parametry vybraných příčných řezů pro výpočet vnitřních sil (TT 4.2 odpovídá nejlehčímu modelovanému vyztužení výrubu v nejpříznivějších modelovaných geotechnických podmínkách pro ražbu)

Modelovaný řez	kvazihomogenní celek	výška nadloží [m]	vyztužovací třída	tloušťka ostění [mm]	staničení STT [TM]	staničení JTT [TM]
1 - 1	M2	120,0	4.2	150	930,0	872,0
2 - 2	M3	120,0	5.1	200	1440,0	1350,0
3 - 3	M4	60,0	6.2	250	2060,0	2007,0

Polohy vybraných řezů jsou zakresleny ve schématech, které lze nalézt v přílohách č. 4. 1 a 4. 2. Z půdorysného schématu jsou patrné osové vzdálenosti tunelů, které jsou důležité zejména z hlediska vzájemného ovlivňování tunelů při změnách napjatosti v horninovém masivu. Míra tohoto ovlivňování souvisí, kromě osové vzdálenosti, také s geotechnickými podmínkami masivu.

Z podélného schématu byly odečteny výšky nadloží a kvazihomogenní celky, ve kterých se modelované řezy nachází. Výška nadloží pro řezy 1 - 1 a 2 - 2 byla ve výpočtu uvažována hodnotou 120 m. V řezu 3 – 3 bylo modelováno nadloží s výškou 60 m.

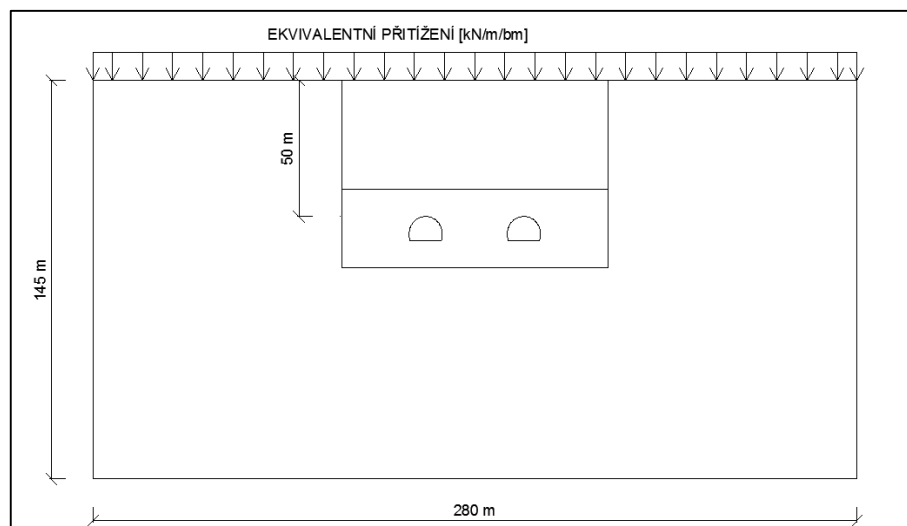
6.2. Geometrické parametry modelovaných řezů

Obecně lze zadání geometrických parametrů u numerického modelování rozdělit na dvě základní části. V dané úloze byl nejprve zadán rozsah řešené oblasti s jejími geotechnickými charakteristikami a následně tvar vlastní prováděné podzemní konstrukce. Veškeré geometrické parametry, které byly zadány do výpočetního programu pro ostatní řezy, jsou součástí příloh č. 4. 3 a 4. 4.

6.2.1. Rozsah řešené oblasti

Výpočet vychází z předpokladu, že v daných geotechnických poměrech se nad výrubu vytvoří horninová klenba. Pro řezy 1 a 2, s výškou nadloží 120 m, bylo modelováno nadloží výšky pouze 50 m s tím, že zbylých 70 m bylo nahrazeno ekvivalentní přitížením (součin objemové tíhy horniny a nahrazené výšky nadloží). V řezu 3 byla uvažována výška nadloží 60 m. Modelováno bylo však pouze 50 m a zbylých 10 m bylo opět nahrazeno ekvivalentním přitížením. Tento předpoklad vychází ze skutečnosti, že svrchní vrstvy masivu tvoří pokryvné útvary, které daný model ovlivňují pouze svou vlastní tíhou.

Z hlediska šířky a výšky modelované oblasti byl rozsah modelu zadán tak, aby nedocházelo k ovlivnění napjatosti horninového masivu okrajovými podmínkami výpočtu. Rozsah modulů byl určen na základě několika zkušebních přepočtů změn napjatosti horninového masivu a následně byl zadán shodně u všech tří modelů. Šířka modelované oblasti je 280 m a výška 145 m. Z Obr. 36 je také patrný vnitřní polygon modelu, který byl zadán pro následné zjemnění sítě v oblasti okolí výrubů.



Obr. 36 Schéma modelované oblasti s tunely a přetížením, které nahrazuje zbývající výšku nadloží

6.2.2. Tvar výrubu a kotvené oblasti

Použitý výpočetní program (Plaxis) umožňuje zadat geometrii výrubu pomocí tunelového editoru. Výrub je v tomto editoru rozdělen na jednotlivé části. Je možné vkládat úsečky zadáním její délky a oblouky pomocí poloměru a vnitřního úhlu. Geometrické parametry primárního ostění pro modelovaný řez 2 – 2 je uveden níže.

Tab. 11 Geometrické parametry primárního ostění TT 5.1

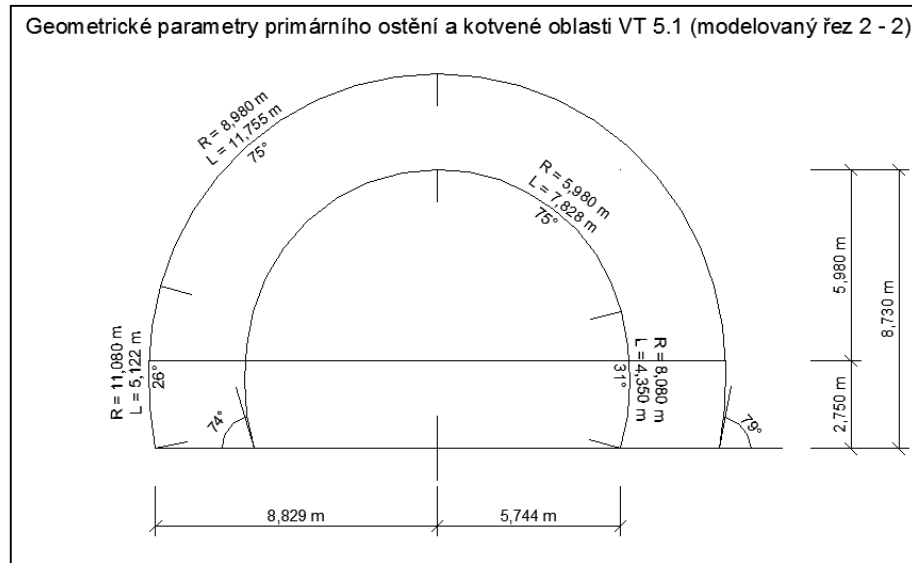
Geometrické parametry primárního ostění TT 5.1 (modelovaný řez 2 - 2)					
č.	typ	délka (m)	poloměr [m]	počáteční úhel [°]	celkový úhel [°]
1	oblouk	4,350	8,080	74	31
2	oblouk	15,656	5,980	0	150
3	oblouk	4,350	8,080	74	31
4	úsečka	5,744	-	0	-
5	úsečka	5,744	-	0	-

Stejným způsobem byla vytvořena i prokotvená oblast, která kopíruje tvar ostění.

Tab. 12 Geometrické parametry prokotvené oblasti TT 5.1

Geometrické parametry prokotvené oblasti TT 5.1 (modelovaný řez 2 - 2)					
č.	typ	délka (m)	poloměr [m]	počáteční úhel [°]	celkový úhel [°]
1	oblouk	5,122	11,080	79	26
2	oblouk	23,510	8,980	0	150
3	oblouk	5,122	11,080	79	26
4	úsečka	8,829	-	0	-
5	úsečka	8,829	-	0	-

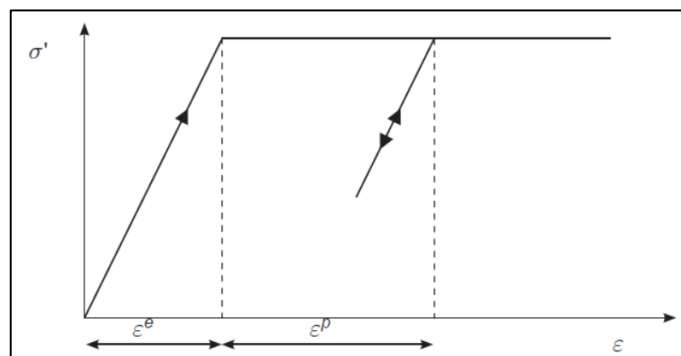
Vše je přehledně zakresleno na Obr. 37.



Obr. 37 Geometrické parametry primárního ostění a kotvené oblasti

6.3. Geotechnické podmínky modelovaných řezů

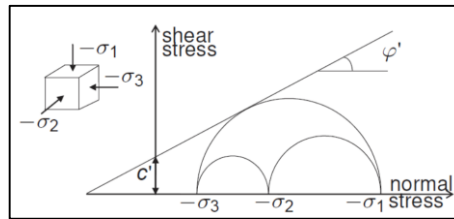
Horninový masiv, který charakterizují kvazihomogenní celky uvedené v příloze 2. 1, byl modelován pomocí nelineárního materiálového modelu s Mohr-Coulombovou podmínkou plasticity. Vlastnosti tohoto ideálně pružnoplastického modelu ilustruje následující obrázek (Obr. 38). Od lineárního modelu se liší tím, že při dosažení určitého napětí se materiál začne plasticky přetvářet.



Obr. 38 Pracovní diagram ideálně pružnoplastického materiálového modelu [64]

Tento pružnoplastický materiálový model charakterizují deformační parametry. Konkrétně se jedná o modul pružnosti (E) a Poissonovo číslo (ν). Pevnostními parametry, které definují podmínku plasticity, jsou soudržnost (c) a úhel vnitřního tření (ϕ).

Podle uvedené podmínky plasticity kritická hodnota smykového napětí není konstanta, ale závisí na normálovém napětí působícím kolmo na příslušnou rovinu (Obr. 39).



Obr. 39 Mohr-Coulombova podmínka plasticity (svislá osa – smykové napětí, vodorovná osa – normálové napětí) [64]

Matematicky lze tuto podmínku popsat následující rovnicí:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan(\varphi) \quad (1)$$

τ smykové napětí [kPa]

c soudržnost horniny [kPa]

σ normálové napětí [kPa]

φ úhel vnitřního tření horniny [°]

Značnou výhodou tohoto materiálového modelu a zvolené podmínky plasticity je dostupnost vstupních parametrů, které bývají často součástí závěrečné zprávy z průzkumných prací. V rámci provedeného inženýrsko-geologického průzkumu pro uvedený tunel byly stanoveny rozsahy hodnot fyzikálních a mechanických parametrů vyčleněných kvazihomogenních celků. Tyto rozsahy lze nalézt v příloze č. 2. 1.

Se vstupními parametry také souvisí přístup k určení účinku zatížení (vnitřní síly). Provedený **numerický výpočet** vychází z rovnice (2), kterou lze nalézt v Doporučení pro zpracování statických výpočtů ražených tunelů dle EC (zdroj [2]).

$$E_d = E\left(\gamma_F \cdot F_{rep}; \frac{X_{kr}}{\gamma_{kr}}; \frac{X_{kc}}{\gamma_{kc}}; Y_m; a_d\right) \quad (2)$$

E_d návrhová hodnota účinku zatížení

E funkce účinku (závisí na vstupních parametrech provedeného výpočtu)

F_{rep} reprezentativní hodnota zatížení (pro stálá zatížení je shodná s charakteristickou hodnotou)

X_{kr} charakteristická hodnota pevnostních parametrů horniny (soudržnosti a úhlu vnitřního tření)

X_{kc}	charakteristická hodnota pevnostních parametrů betonu (soudržnosti a úhlu vnitřního tření)
γ_F	dílčí součinitel zatížení (vhodný pro analytické výpočty)
γ_{kr}	dílčí součinitel pro pevnostní parametry horniny
γ_{kc}	dílčí součinitel pro pevnostní parametry betonu (vhodný pro výpočty s pružnoplastickým ostěním s Mohr-Coulombovou podmínkou plasticity)
Y_m	statisticky střední hodnota přetvárných parametrů horniny a betonu (modulu pružnosti, modulu deformačního, Poissonovy konstanty, modul reakce prostředí)
a_d	návrhová hodnota parametrů geometrie (týká se pouze výšky hladiny podzemní vody)

Podle použité rovnice pro průkaz únosnosti tunelové konstrukce byly v řešené úloze aplikovány dílčí součinitelé na parametry smykové pevnosti horniny (**soudržnost a úhel vnitřního tření**). [2]

V uvedené úloze byly aplikovány následující dílčí součinitelé na:

Efektivní úhel vnitřního tření horniny

$$\gamma_{kr,\varphi} = 1,21 \quad (3)$$

Efektivní soudržnost horniny

$$\gamma_{kr,c} = 1,25 \quad (4)$$

Dále je uveden přepoččet pevnostních parametrů na návrhové hodnoty.

Tab. 13 Parametry pro výpočet návrhových hodnot účinku zatížení

Parametry pro výpočet návrhových hodnot účinku zatížení					
Modelovaný řez			3 - 3	2 - 2	1 - 1
Technologická třída (TT)			TT 6.2	TT 5.1	TT 4.2
Kvaziisotropní celek			M4	M3	M2
Pevnostní parametry	úhel vnitřního tření	$\varphi_{ef,k} [^\circ]$	34,0	36,0	38,0
		$\gamma_{kr,\varphi} [-]$	1,21		
		$\varphi_{ef,d} [^\circ]$	28,1	29,8	31,4
	soudržnost	$c_{ef,k} [kPa]$	100	300	600
		$\gamma_{kr,c} [-]$	1,25		
		$c_{ef,d} [kPa]$	80	240	480

V uvedených výpočtech byly redukovány pevnostní parametry hornin, což má za následek vyšší míru plastizování horninového masivu (cílem je bezpečný návrh). Výsledkem provedených numerických výpočtů jsou pak přímo návrhové hodnoty pro prokázání dostatečné únosnosti ostění.

Dále je třeba ještě dodat, že v případě následného posouzení ostění pomocí interakčního diagramu by navyšování hodnot vnitřních sil mohlo vést k příznivějšímu stavu (polohy některých bodů účinku zatížení v diagramu by se vlivem zvýšené normálové síly přiblížily příznivější kombinaci pro posouzení, kdy má ostění vyšší únosnost v tahu za ohybu). Jedná se o další důvod, na základě kterého byl zvolen přístup pro výpočet návrhových účinků zatížení podle rovnice (2).

S přihlédnutím k výsledkům průzkumných prací, a výše uvedenému přístupu k návrhu, byly v numerických modelech uvažovány následující hodnoty geotechnických parametrů.

Tab. 14 Přehled geotechnických parametrů všech tří modelovaných řezů

Geotechnické parametry modelovaných řezů					
Modelovaný řez			3 - 3	2 - 2	1 - 1
Technologická třída (TT)			TT 6.2	TT 5.1	TT 4.2
Staničení TM STT / JTT			2060 / 2007	1440 / 1350	930 / 872
Osová vzdálenost tunelů [m]			34	36	45
Kvazihomogenní celek			M4	M3	M2
Objemová tíha v přirozeném uložení		γ_i [kN/m ³]	23,0	25,0	26,0
Výška nadloží	skutečná v modelovaném řezu STT / JTT [m]		58,1 / 57,0	100,3 / 96,3	107,4 / 98,2
	uvažovaná ve výpočtu [m]		60	120	120
	modelovaná v numerickém výpočtu [m]		50	50	50
	zbývající (nahrazená přítížením)	[m]	10	70	70
		[kN/m/bm]	230	1750	1820
Přetvárné parametry	modul přetvárnosti	E_{def} [MPa]	300	600	2200
	Poissonovo číslo	ν [-]	0,30	0,25	0,20
Pevnostní parametry	úhel vnitřního tření	$\varphi_{ef,d}$ [°]	28,1	29,8	31,4
	soudržnost	$c_{ef,d}$ [kPa]	80	240	480
Součinitel bočního tlaku		k_0 [-]	0,43	0,33	0,25

6.4. Materiálové charakteristiky stříkaného betonu

Dalším prvkem numerického modelu je vlastní posuzovaná konstrukce. Stříkaný beton byl modelován ve dvou fázích zrání - mladý a zralý. Pro mladý SB (3 denní) byla ve výpočtu uvažována hodnota modulu pružnosti 5 GPa a pro zralý beton 21 GPa.

Hodnoty materiálových charakteristik a výpočet tuhosti primárního ostění v tlaku a ohybu je uveden níže. Nárůsty modulu pružnosti a pevnosti stříkaného betonu byly určeny s využitím experimentálních měření uvedených v zahraniční publikaci [19].

Tab. 15 Materiálové charakteristiky stříkaného betonu ve dvou fázích zrání

TT	stáří betonu	f_{ck}	γ_c	ν	E	b	h	A	I	EA	EI	w
		[MPa]	[kN/m ³]	[-]	[kPa]	[m]	[m]	[m ²]	[m ⁴]	[kN]	[kNm ²]	[kN/m]
4.2	mladý (3 dny)	10,6	25	0,20	5 000 000	1,00	0,150	0,150	0,000281250	750 000	1 406,250	3,75
	zralý (28 dní)	20,0			21 000 000					3 150 000	5 906,250	
5.1	mladý (3 dny)	10,6			5 000 000		0,200	0,200	0,000666667	1 000 000	3 333,333	5,00
	zralý (28 dní)	20,0			21 000 000					4 200 000	14 000,000	
6.2	mladý (3 dny)	10,6			5 000 000		0,250	0,250	0,001302083	1 250 000	6 510,417	6,25
	zralý (28 dní)	20,0			21 000 000					5 250 000	27 343,750	

Použité materiálové charakteristiky betonu:

Pevnostní třída stříkaného betonu: SB 25 (C 20/25)

E_{cm} sečnový modul pružnosti betonu [kPa]

γ_c objemová tíha betonu [kN/m³]

ν Poissonovo číslo [-]

Použité veličny:

$$A = b \cdot h \quad (5)$$

$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \quad (6)$$

$$w = \gamma_c \cdot h \quad (7)$$

A plocha průřezu primárního ostění [m²]

I moment setrvačnosti průřezu primárního ostění [m⁴]

w tíha běžného metru primárního ostění [kN/m/bm]

6.5. Zavedení vlivu svorníků do numerického modelu

Vliv svorníků byl do výpočtu zaveden pomocí homogenizace masivu s využitím pasivního odporu. Homogenizace spočívá ve zvýšení soudržnosti masivu v kotvené oblasti v okolí výrubu. Změna soudržnosti horniny v okolí výrubu se stanoví na základě rozpočítání tahové únosnosti jednoho svorníku na ekvivalentní plochu, která mu připadá. [5]

Zvýšení soudržnosti vlivem kotvení je dáno vztahem:

$$c' = c + c_k \quad (8)$$

c' zvýšená soudržnost horniny zohledňující vliv kotvení [kPa]

c soudržnost horniny [kPa]

c_k přídavek k soudržnosti horniny zohledňující vliv kotvení [kPa]

Přídavek k soudržnosti se určí na základě následujícího vzorce:

$$c_k = \frac{N_u}{A_k} \cdot \frac{1 + \sin(\varphi)}{2 \cdot \cos(\varphi)} \cdot \frac{1}{\gamma_{kc}} \quad (9)$$

N_u únosnost jednoho svorníku [kN]

A_k plocha připadající na jeden svorník [m²]

φ úhel vnitřního tření horniny [°]

γ_{kc} součinitel spolehlivosti kotvení [-]

Vzorce uvedené v této podkapitole vychází ze zdroje [5].

Výpočet a výsledné hodnoty zvýšené soudržnosti vlivem kotvení jsou uvedené v tabulce na následující straně (Tab. 16).

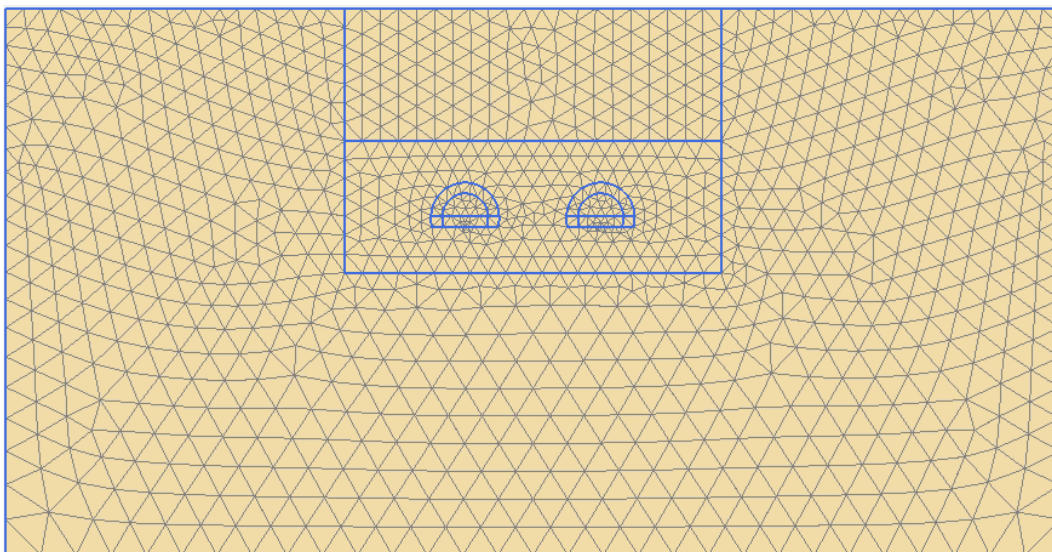
Tab. 16 Výpočet zvýšené soudržnosti horniny v okolí tunelu zohledňující vliv kotvení

Zavedení vlivu svorníků do numerického modelu pomocí navýšení soudržnosti v kotvené oblasti horniny				
Modelovaný řez		3 - 3	2 - 2	1 - 1
Kvazihomogenní celek		M4	M3	M2
Technologická třída (TT)		TT 6.2	TT 5.1	TT 4.2
Typ, délka a vzájemná vzdálenost svorníků		IBO délky 6,0 m (4,0 m), vzdálenost 2,2 m	HUS délky 4,0 m, vzdálenost 2,7 m	HUS délky 3,0 m, vzdálenost 3,0 m
Vzdálenost svorníků	[m]	2,20	2,70	3,00
Délka záběru	[m]	1,00	1,50	2,00
Plocha připadající na jeden svorník	A_k [m ²]	2,20	4,05	6,00
Úhel vnitřního tření	$\Phi_{ef,d}$ [°]	28,1	29,8	31,4
Únosnost jednoho svorníku	N_s [kN]	250	150	120
Součinitel spolehlivosti kotvení	γ_{kc} [-]	1,1	1,1	1,1
Přídavek k soudržnosti horniny zohledňující vliv kotvení	c_k [kPa]	86	29	16
Původní soudržnost horniny	$c_{ef,d}$ [kPa]	80	240	480
Zvýšená soudržnost horniny s přídavkem zohledňujícím vliv kotvení	c' [kPa]	166	269	496

Vzdálenost oblasti ovlivněné kotvením byla určena v závislosti na délce a vzájemné vzdálenosti navržených svorníků.

6.6. Sít' konečných prvků

Před vstupem do další zadávací části programu bylo třeba vygenerovat sít' konečných prvků. Ta se v tomto případě skládá z 15 uzlových trojúhelníkových prvků. Sít' byla zjemněna v oblastech, kde byly očekávány největší změny napětí vlivem provedení výrubů. Při lokálních opravách sítě byla také kladena snaha, aby sít' konečných prvků obsahovala přibližně rovnostranné trojúhelníky (Obr. 40).



Obr. 40 Sít' konečných prvků (modelovaný řez 2 - 2, TT 5.1)

6.7. Fáze výpočtu

Fáze výpočtu představují krok výstavby tunelu s příslušným zatížením horninovým masivem. Poměrnou část zatížení, která je přisouzena nevyztuženému výrubu je obtížné stanovit - závisí především na délce záběru, velikosti profilu, geotechnických podmínkách, rychlosti zajištění výrubu a dalších faktorech.

První a druhý numerický model (TT 4.2 a 5.1) byl rozdělen do 9 fází výpočtu (výrub členěný na kalotu a opěří). Poslední numerický model se spodní klenbou (TT 6.2) byl rozdělen do 13 fází. Vzhledem ke geotechnickým podmínkám a chování horninového masivu během realizace, bylo v modelech řezů 1 a 2 přisouzeno 80 % zatížení nevyztuženému výrubu. Během ražby v technologických třídách 4.2 a 5.1 probíhalo ustalování deformací (redistribuce napětí v masivu) v naprosté většině případů velmi rychle. Výpočet předpokládá, že hlavní část změn napjatosti proběhne v horninovém masivu ve fázi nevyztuženého výrubu. Pro řez 3 s profilem tunelu se spodní klenbou, nižším nadložením a méně příznivým podmínkám pro ražbu bylo zavedeno 30% zatížení nevyztuženého výrubu. Tento model nejtěžší technologické třídy 6.2 byl do výpočtů zahrnut právě proto, že se svým chováním výrazně odlišuje od zbylých dvou řezů (tříd 4.2 a 5.1).

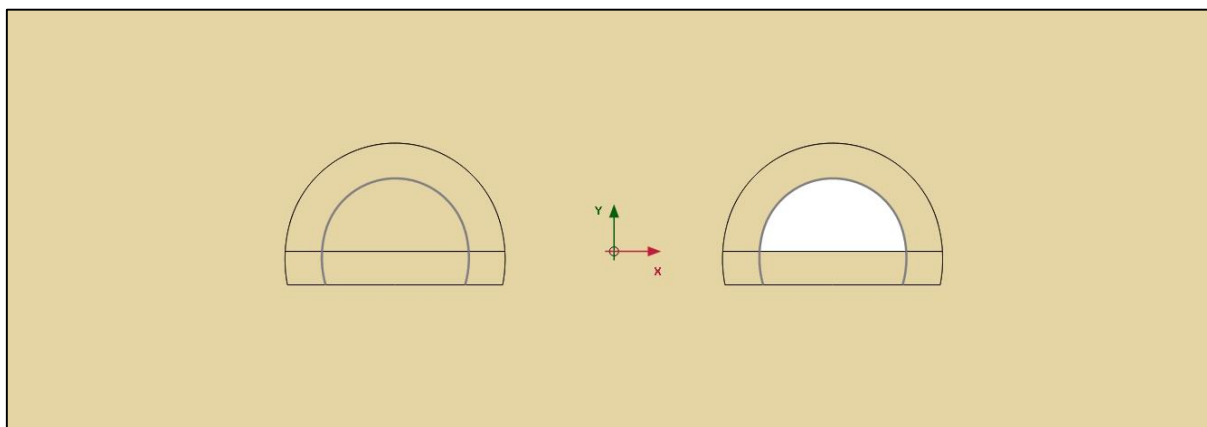
Pro lepší představu je v Tab. 17 na následující straně uvedený postup výstavby modelovaného řezu 2 (fáze výpočtu zbylých dvou numerických modelů lze nalézt v přílohách 4. 3 a 4. 4). V uvedených tabulkách jsou zeleně vyznačeny ty fáze, ve kterých byla v dalších kapitolách posouzena únosnost primárního ostění. Jedná se o fáze výpočtu, které charakterizují stupeň výstavby, ve kterém je mladé a zralé ostění nejvíc namáháno (s ohledem na část profilu). Poslední zatěžovací stav představuje fázi dozrání stříkaného betonu v opěří STT. To znamená, že v masivu již při této fázi neprobíhá žádná změna napjatosti a z toho důvodu se již nemění hodnoty vnitřních sil v ostění.

6. Provedené numerické modelování

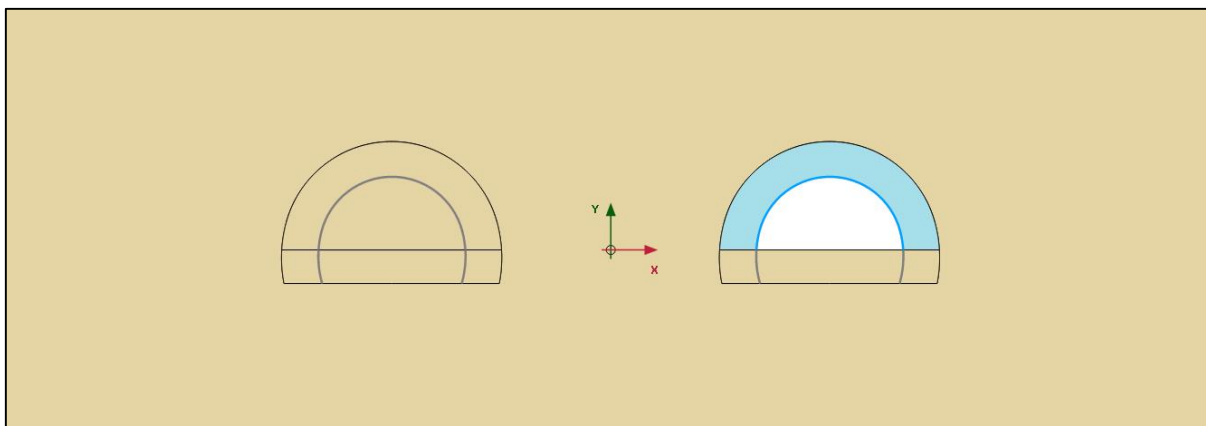
Tab. 17 Modelovaný postup výstavby (řez 2 – 2, TT 5.1)

Modelovaný postup výstavby - TT 5.1 (řez 2 - 2)				
zatěžovací stav	část modelu	popis	zatížení v daném kroku	ΣM_{stage} (β - metoda)
ZS 0	-	geostatická primární napjatost masivu	-	-
ZS 1	JTT - kalota	výrub kaloty	80 %	0,8
ZS 2	JTT - kalota	primární ostění z mladého stříkaného betonu (3 denní)	20 %	1,0
	JTT - kalota	aktivace svorníků (zlepšení soudržnosti v kotvené oblasti)		
ZS 3	STT - kalota	výrub kaloty	80 %	0,8
	JTT - kalota	dozrání stříkaného betonu v primárním ostění (více než 28 dní)		
ZS 4	STT - kalota	primární ostění z mladého stříkaného betonu (3 denní)	20 %	1,0
	STT - kalota	aktivace svorníků (zlepšení soudržnosti v kotvené oblasti)		
ZS 5	JTT - opěří	výrub opěří	80 %	0,8
	STT - kalota	dozrání stříkaného betonu v primárním ostění (více než 28 dní)		
ZS 6	JTT - opěří	primární ostění z mladého stříkaného betonu (3 denní)	20 %	1,0
	JTT - opěří	aktivace svorníků (zlepšení soudržnosti v kotvené oblasti)		
ZS 7	STT - opěří	výrub opěří	80 %	0,8
	JTT - opěří	dozrání stříkaného betonu v primárním ostění (více než 28 dní)		
ZS 8	STT - opěří	primární ostění z mladého stříkaného betonu (3 denní)	20 %	1,0
	STT - opěří	aktivace svorníků (zlepšení soudržnosti v kotvené oblasti)		
ZS 9	STT - opěří	dozrání stříkaného betonu v primárním ostění (více než 28 dní)	0 %	1,0

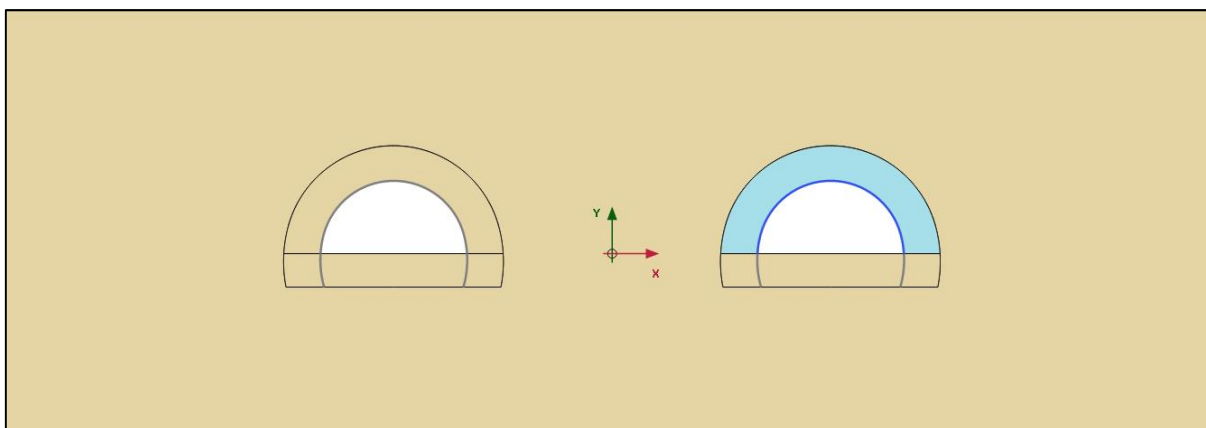
Způsob zadání zatěžovacích stavů do numerického modelu 2 (TT 5.1) je patrný z následujících obrázků. Princip zadání fází výpočtu zbylých dvou řezů (TT 4.2 a 6.2) je obdobný.



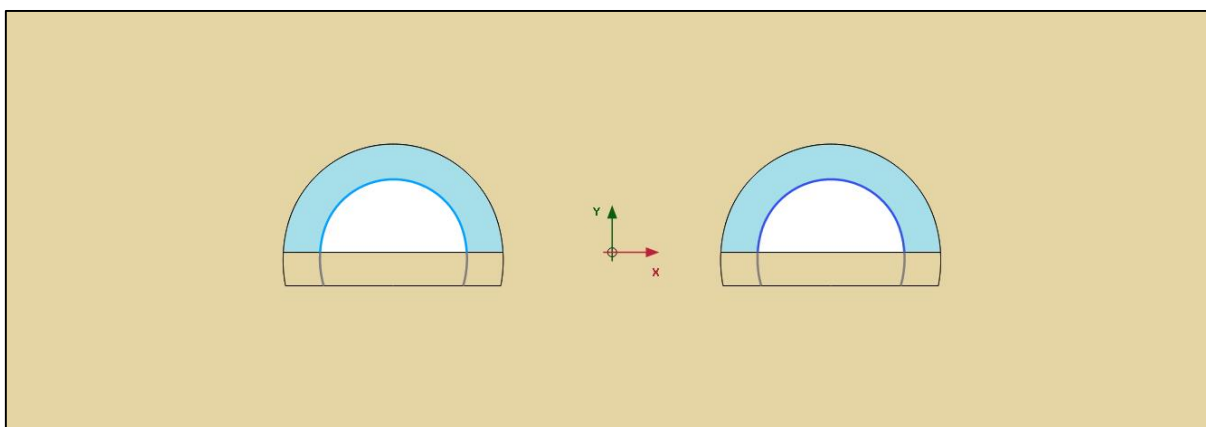
Obr. 41 Zatěžovací stav 1 (výrub kaloty JTT)



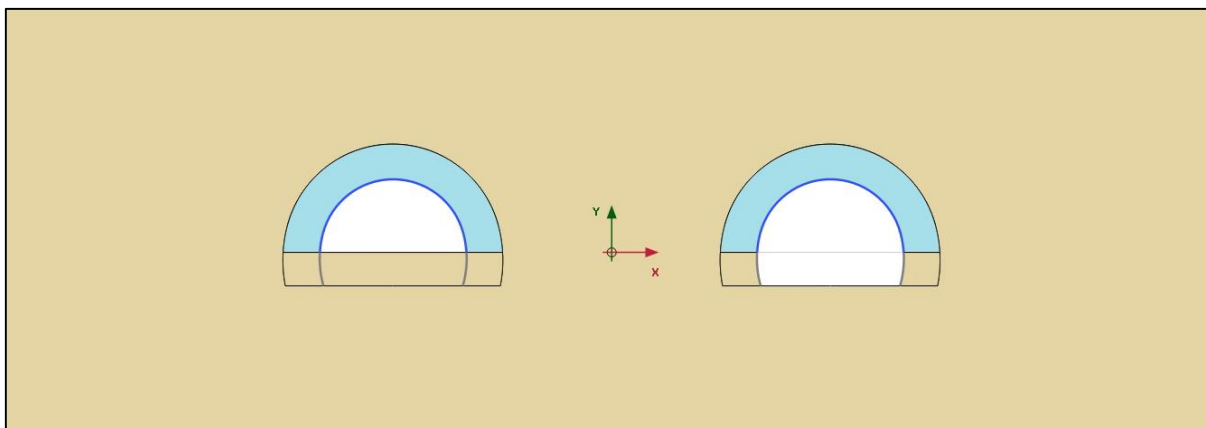
Obr. 42 Zatěžovací stav 2 (realizace primárního ostění a svorníků v kalotě JTT)



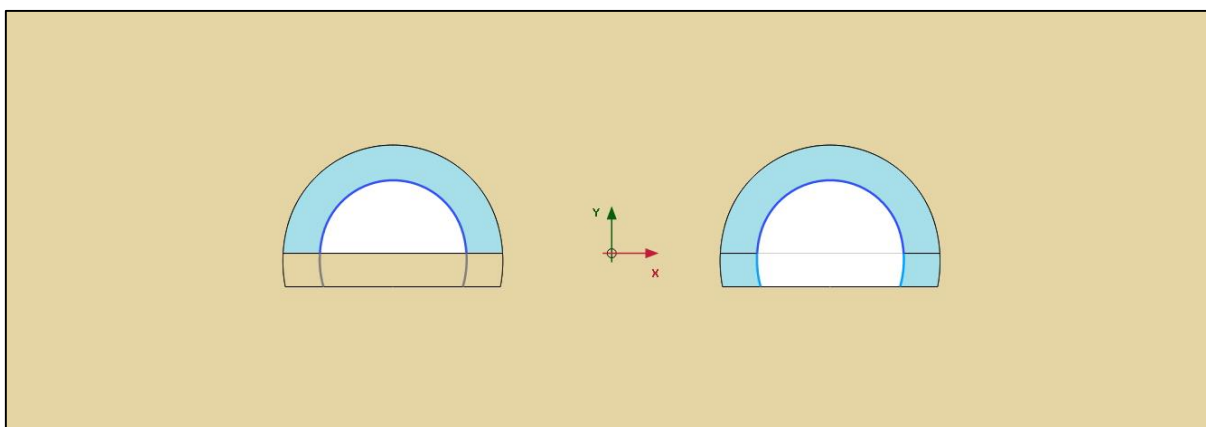
Obr. 43 Zatěžovací stav 3 (výrub kaloty STT, dozrání stříkaného betonu v kalotě JTT)



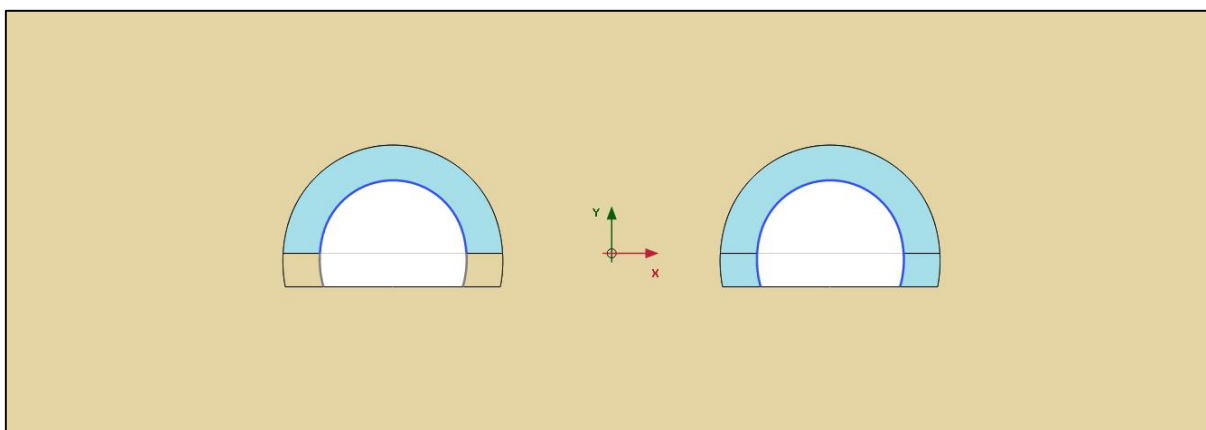
Obr. 44 Zatěžovací stav 4 (realizace primárního ostění a svorníků v kalotě STT)



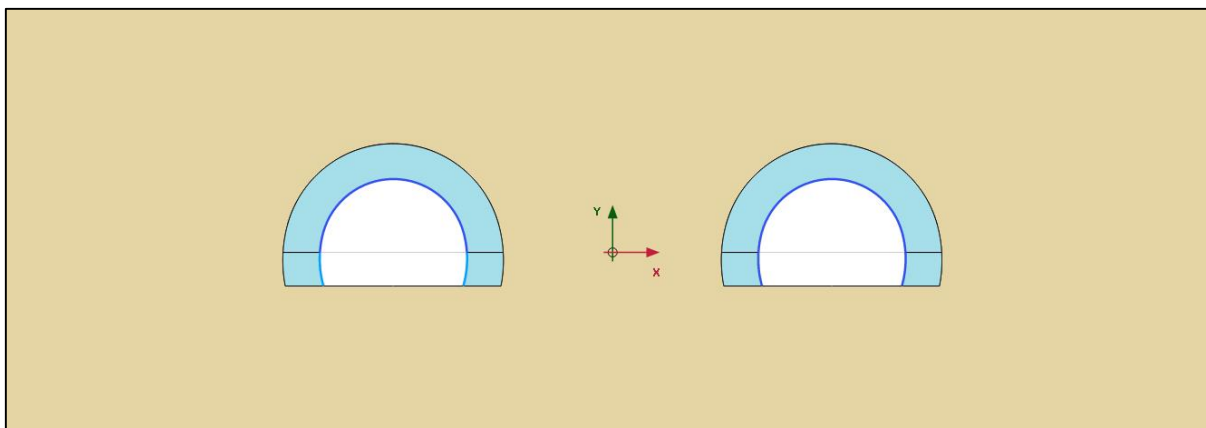
Obr. 45 Zatěžovací stav 5 (výrub opěří JTT, dozrání stříkaného betonu v kalotě STT)



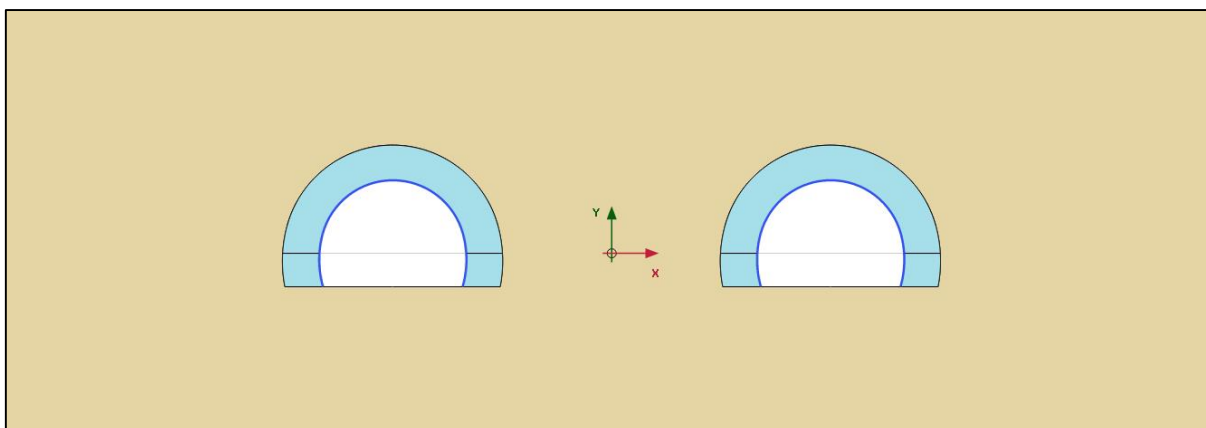
Obr. 46 Zatěžovací stav 6 (realizace primárního ostění a svorníků v opěří JTT)



Obr. 47 Zatěžovací stav 7 (výrub opěří STT, dozrání stříkaného betonu v opěří JTT)



Obr. 48 Zatěžovací stav 8 (realizace primárního ostění a svorníků v opěří STT)



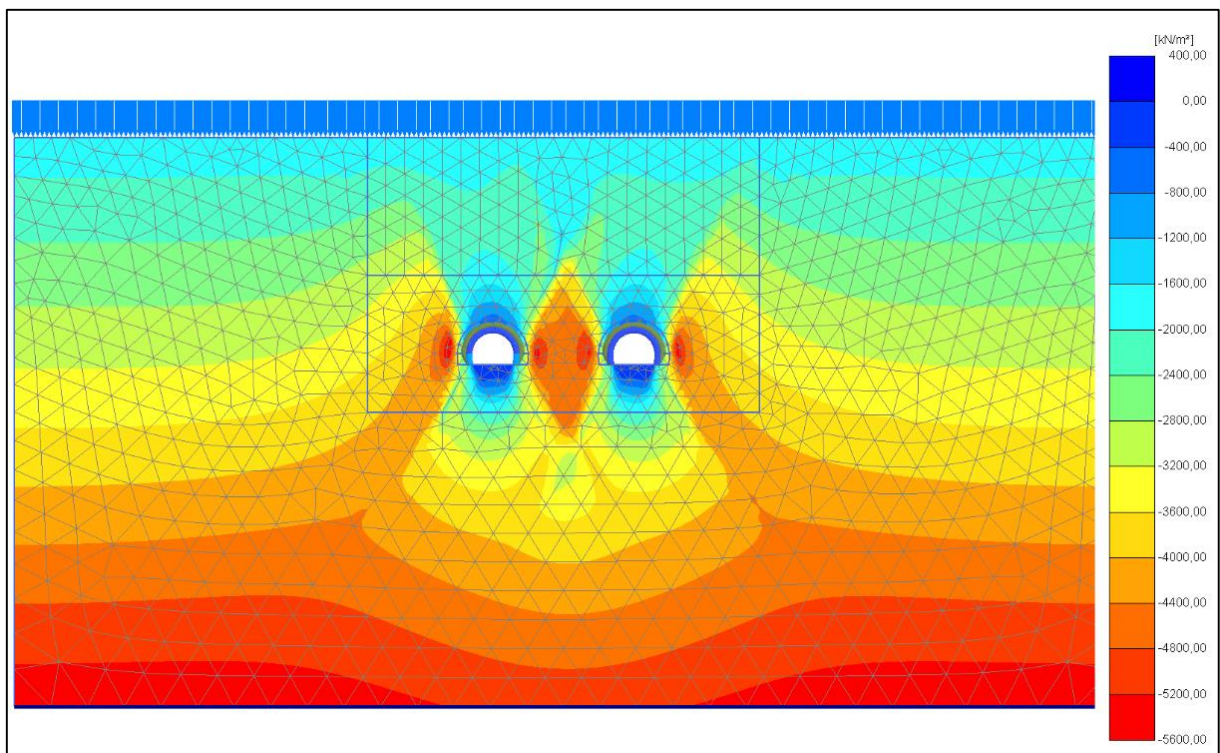
Obr. 49 Zatěžovací stav 9 (dozrání stříkaného betonu v opěří STT)

6.8. Napětí horninového masivu

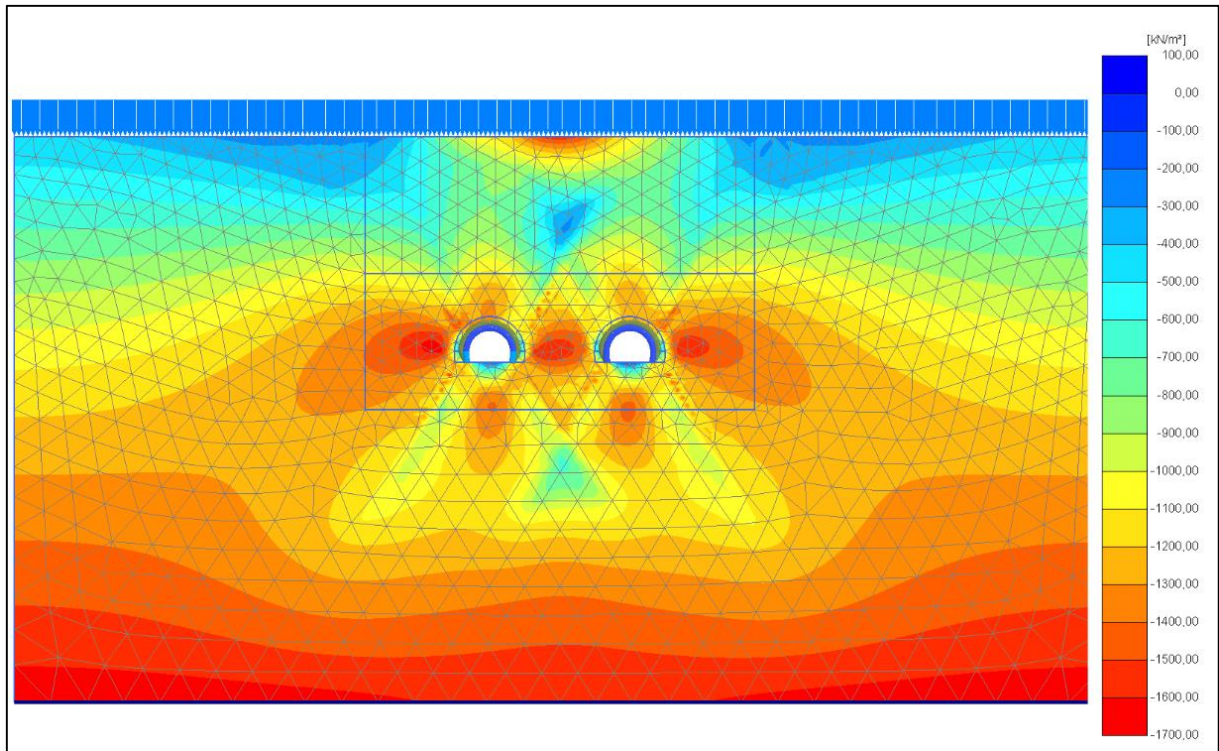
Porušením primární napjatosti horninového masivu vytvořením výrubu dojde k deformacím masivu a přeskupení napětí do nového stavu napjatosti (sekundární napjatosti). Změna napjatosti v systému je důležitým ukazatelem interakce podzemní konstrukce a horninového masivu.

Na Obr. 50 a Obr. 51 jsou vypočtená výsledná napětí v horninovém masivu po provedení výrubů s primárním ostěním. Z výsledků je vidět, že zavedené 80% zatížení nevyztuženého výrubu v třídách 4.2 a 5.1 má za následek výrazné změny napjatosti v masivu.

K poklesu napětí došlo přirozeně nad tunely a u dna, kde vznikají největší deformace. Naopak k výraznému zvýšení napětí v masivu došlo v oblasti mezi tunely a také podél nich, kde se napětí koncentruje.



Obr. 50 Svislé efektivní napětí horninového masivu po zajištění výrubů - TT 5.1 (ZS 8)



Obr. 51 Vodorovné napětí horninového masivu po zajištění výrubů - TT 5.1 (ZS 8)

6.9. Deformace primárního ostění

Vlivem ražby dochází, kromě změn napjatosti, také k deformacím horninového masivu. Důležitým ukazatelem během ražby je vývoj deformací primárního ostění a celkové ustálené hodnoty. Tyto deformační projevy masivu při ražbě jsou sledovány v rámci geotechnického monitoringu konvergenčním měřením v profilech po určitých úsecích tunelu.

Data z konvergenčního měření slouží ke sledování posunů sledovaných bodů po obvodě primárního ostění (sledují se svislé, vodorovné a podélné deformace). Tyto konvergenční body se prakticky do nastříkaného betonu osazují jako kruhový terč s reflexní fólií („zrcátko“). Je třeba si uvědomit, že konvergenční body bylo možné umístit po obvodu primárního ostění až po osazení příhradového rámu, sítě a provedení vrstvy stříkaného betonu. To znamená, že určitá část deformace výrubu a primárního ostění proběhla před osazením těchto bodů. Vývoj deformací v čase (trend) a také naměřené ustálené hodnoty se pak porovnávají s varovnými stavy, které předepisuje projekt (maximální hodnoty posunů ostění a také specifikuje případný postup při nepříznivém vývoji deformací).

Pro modelované příčné řezy byly ze systému Barab odečteny maximální ustálené hodnoty deformací primárního ostění, které byly zaznamenány při realizaci (Tab. 18). Uvedená tabulka současně obsahuje i hodnoty vypočtené numerickými modely a maximální deformace předepsané realizační dokumentací stavby.

Tab. 18 Maximální deformace primárního ostění

Tunelová trouba	staničení TM	technologická třída v kalotě		Maximální hodnoty deformací primárního ostění	
		realizovaná	předpokládaná (modelovaný řez)	naměřené ustálené hodnoty po provedení kaloty (opěří)	vypočtené numerickým modelem
JTT	872	TT 4.1	TT 4.2 (1 - 1)	4 (7) mm	24 mm
STT	930			4 (5) mm	
JTT	1350	TT 4.2	TT 5.1 (2 - 2)	3 (6) mm	44 mm
STT	1440	TT 4.1		2 (4) mm	
JTT	2007	TT 5.1	TT 6.2 (3 - 3)	20 (27) mm	97 mm
STT	2060	TT 5.2		9 (17) mm	

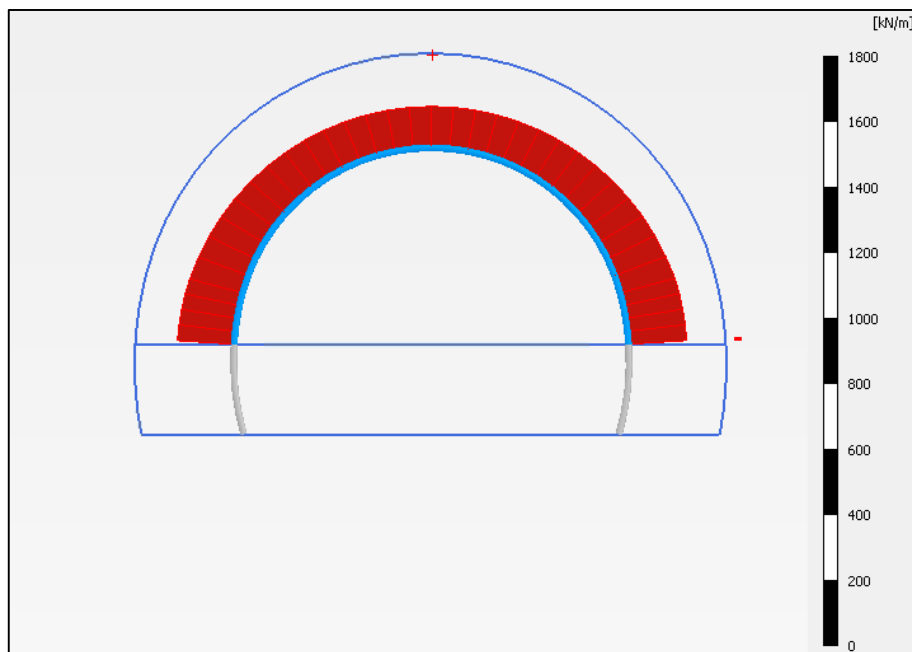
Z uvedené Tab. 18 je patrné, že naměřené deformace primárního ostění byly v případě prvních dvou řezů téměř zanedbatelné. Trochu vyšší hodnoty byly naměřeny v řezu 3, kde byla předpokládána těžší třída (TT 6.2). Velmi nízké hodnoty naměřené při realizaci potvrzují předpoklad numerických modelů 1 a 2, že většinu namáhání přenáší horninový masiv a přerozdělení (redistribuce) napětí proběhlo v masivu již ve fázi nevyztuženého výrubu.

Vypočtené hodnoty jsou vyšší než naměřené, což koresponduje se skutečností, že primární ostění se částečně deformuje ještě před osazením zrcátek. Dalším rozdílem je skutečně zastižená kvalita horninového masivu, která byla značně příznivější než předpokládána.

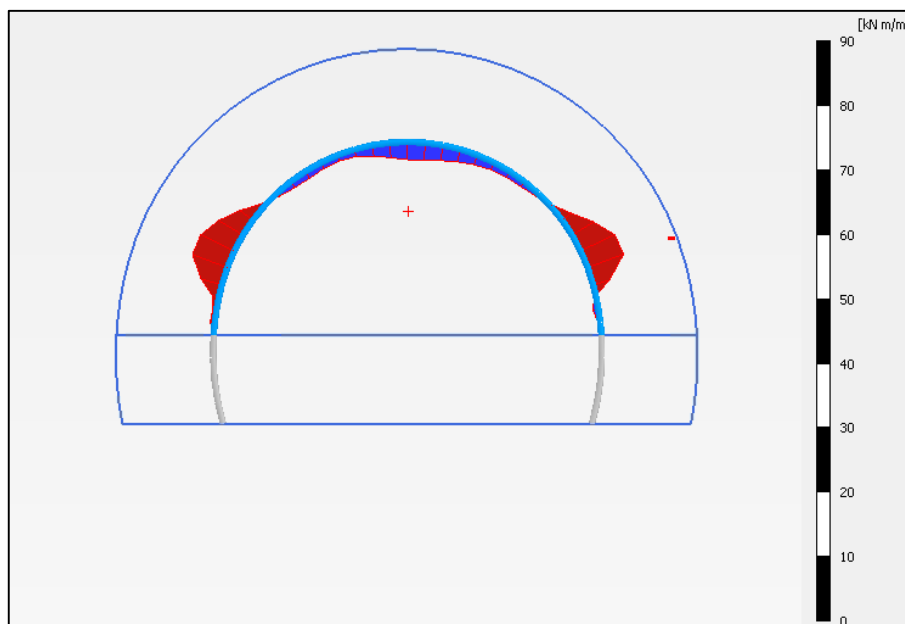
V řezu 3, kde byla navržena těžší třída 6.2, byly numerickým modelem vypočteny výrazně vyšší deformace primárního ostění než u zbylých dvou řezů. Důvodem jsou méně příznivé geotechnické podmínky než u ostatních řezů a to, že v numerickém modelu bylo uvažované zatížení nevyztuženého výrubu pouze 30 % (to znamená, že relativně měkké ostění přenáší 70 % zatížení).

6.10. Vnitřní síly v primárním ostění

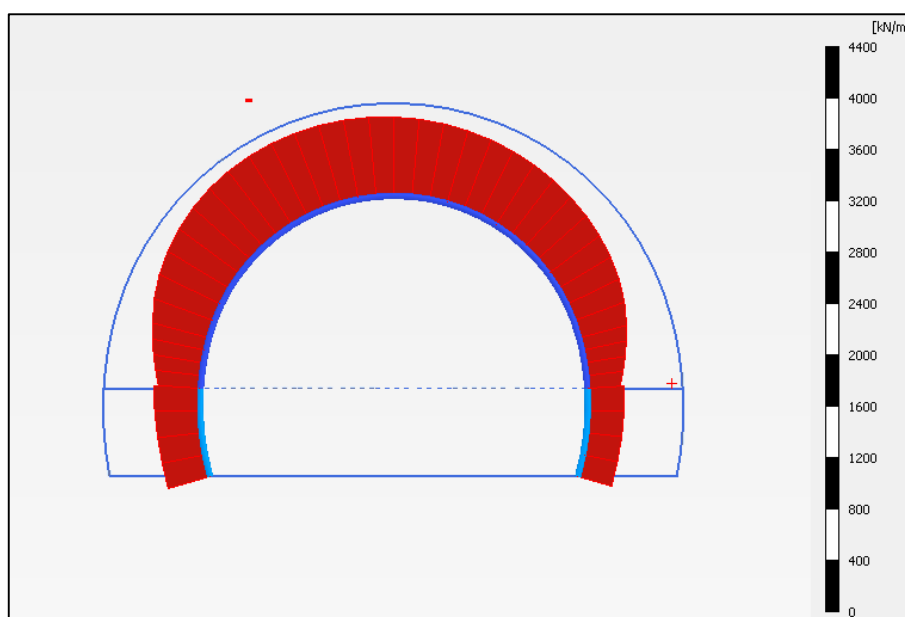
Důsledkem deformací ostění jsou vnitřní síly, které v něm působí. Průběhy vnitřních sil v primárním ostění jsou základním vstupním parametrem pro následné posouzení jeho únosnosti v tlaku za ohybu. Pro ukázkou jsou níže uvedené vypočtené výsledky pro třídu 5.1 ve dvou posuzovaných fázích výstavby (průběhy vnitřních sil v ostění zbylých dvou technologických tříd 4.2 a 6.2 lze nalézt v přílohách 4.3 a 4.4) Uvedené výsledky představují návrhové hodnoty účinku zatížení.



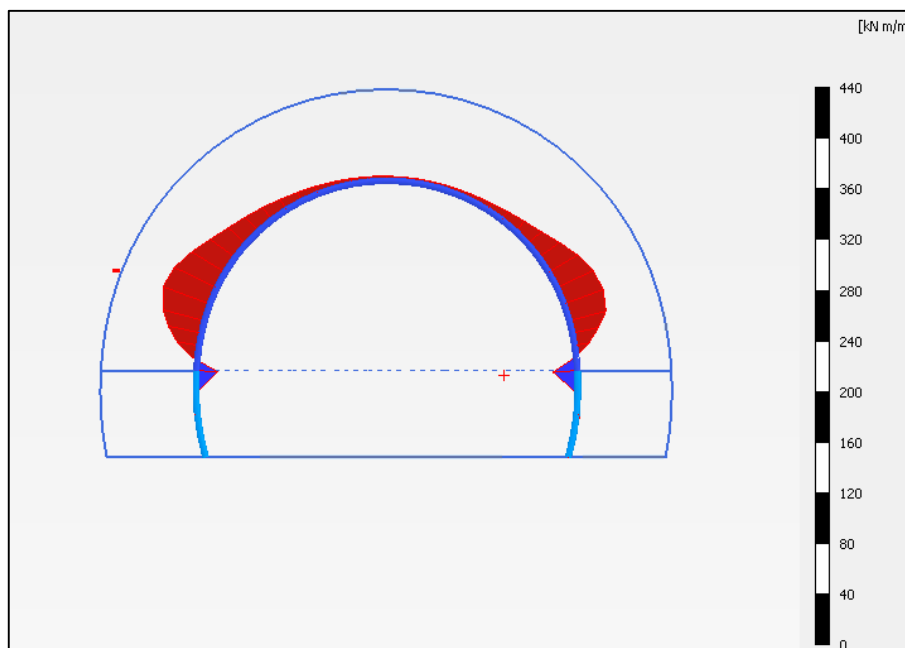
Obr. 52 Průběh tlakových normálových sil (ZS 4), maximální hodnota 176,55 kN, minimální hodnota 139,15 kN



Obr. 53 Průběh ohybových momentů (ZS 4), maximální hodnota na vnitřní straně ostění (do výrubu) 3,04 kNm a na vnější straně ostění (do masivu) -6,59 kNm



Obr. 54 Průběh tlakových normálových sil (ZS 8), maximální hodnota 698,39 kN, minimální hodnota 282,26 kN



Obr. 55 Průběh ohybových momentů (ZS 8), maximální hodnota na vnitřní straně ostění (do výrubu) 21,45 kNm a na vnější straně ostění (do masivu) -33,64 kNm

Jak je vidět, tak obdržené průběhy vnitřních sil a jejich hodnoty ukazují, že primární ostění v daných geotechnických podmínkách a vhodně navrženou geometrií je namáháno tlakovou silou po celém obvodu při relativně malých hodnotách ohybových momentů. Tato skutečnost je důležitá pro následný návrh vlákno-betonového primárního ostění (vzhledem k jeho omezené schopnosti přenášení vyšších hodnot ohybových momentů na rozdíl od běžného ostění s prutovou výztuží).

7. Posouzení běžně vyztuženého primárního ostění

Posouzení primárního ostění bylo provedeno pro kombinace vnitřních sil M , N v 5 (7) bodech po obvodu primárního ostění pro všechny tři technologické třídy (TT 4.2, 5.1 a nejtěžší třídu 6.2). Posouzeny byly také fáze s rozdílnou pevností stříkaného betonu v tlaku (mladý a zralý stříkaný beton).

7.1. Materiálové charakteristiky betonu a výztuže

Konstrukce běžně vyztuženého primárního ostění byla navržena ze stříkaného betonu SB 25, který odpovídá pevnostní třídě C 20/25. Stříkaný beton byl uvažován ve dvou fázích zrání (mladý a zralý).

Mladý stříkaný beton (stáří 3 dny)

$$f_{ck,3 \text{ dny}} = 10,6 \text{ MPa} \quad (10)$$

$f_{ck,3 \text{ dny}}$ charakteristická pevnost betonu v tlaku ve stáří 3 dnů [MPa]

$$f_{cd,3 \text{ dny}} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck,dny}}{\gamma} = 1,0 \cdot \frac{10,6}{1,5} = 7,07 \text{ MPa} \quad (11)$$

$f_{cd,3 \text{ dny}}$ návrhová pevnost betonu v tlaku ve stáří 3 dnů [MPa]

α_{cc} součinitel uvažující dlouhodobé a nepříznivé účinky [-]

γ dílčí součinitel bezpečnosti [-]

Nárůst pevnosti mladého stříkaného betonu v čase byl určen s využitím experimentálních měření uvedených v [37].

Zralý stříkaný beton (stáří 28 dní)

$$f_{ck,28 \text{ dní}} = 20,0 \text{ MPa} \quad (12)$$

$f_{ck,28 \text{ dní}}$ charakteristická pevnost betonu v tlaku ve stáří 28 dní [MPa]

$$f_{cd,28 \text{ dní}} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck,dny}}{\gamma} = 1,0 \cdot \frac{20,0}{1,5} = 13,33 \text{ MPa} \quad (13)$$

$f_{cd,28 \text{ dní}}$ návrhová pevnost betonu v tlaku ve stáří 28 dní [MPa]

Výztužné sítě

Pro posuzované třídy 4.2, 5.1 a 6.2 byla do vrstvy stříkaného betonu primárního ostění navržena výztužná svařovaná ocelová síť **KARI Q188 6/150x6/150**. Pro lehčí třídy 4.1 a 4.2 byla navržena jedna vrstva na vnější straně ostění (u hory) a pro těžší třídu 6.2 byly navrženy dvě vrstvy sítí. Velikost ok 150 x 150 mm umožňuje kvalitní provedení nástřiku betonu primárního ostění. Při menších rozměrech oka je proud stříkaného betonu sítí roztržštěný, což zvyšuje spad a snižuje možnost zhutnění betonové směsi (další souvislosti s touto problematikou lze nalézt v kapitole 5.3). [47]

Materiálové charakteristiky oceli B 500 B:

$$E_s = 200 \text{ GPa} \quad (14)$$

E_s modul pružnosti oceli [GPa]

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa} \quad (15)$$

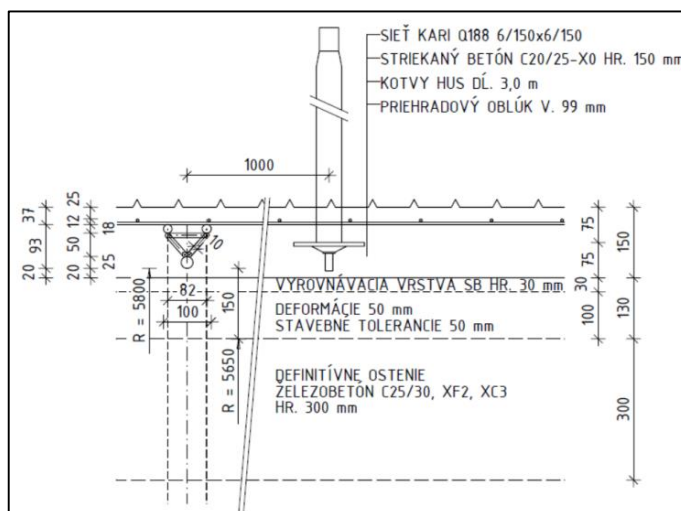
f_{yk} charakteristická pevnost oceli [MPa]

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{500,000}{1,15} = 434,789 \text{ MPa} \quad (16)$$

f_{yd} návrhová pevnost oceli [MPa]

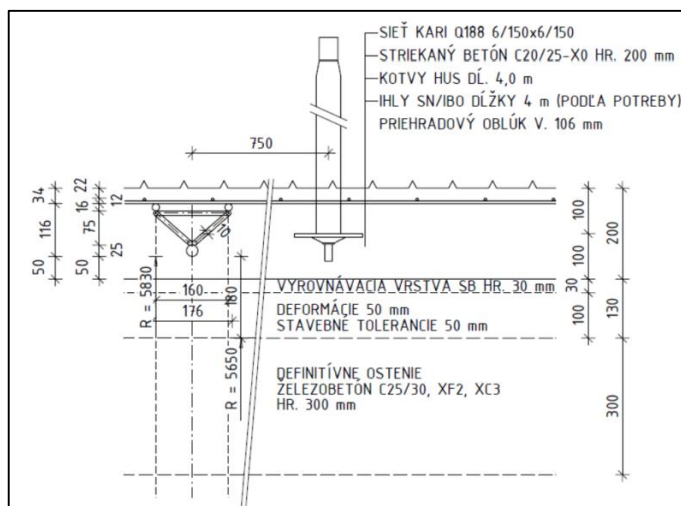
γ_{M0} dílčí součinitel bezpečnosti oceli [-]

Skladby ostění posuzovaných technologických tříd jsou uvedené na následujících obrázcích.

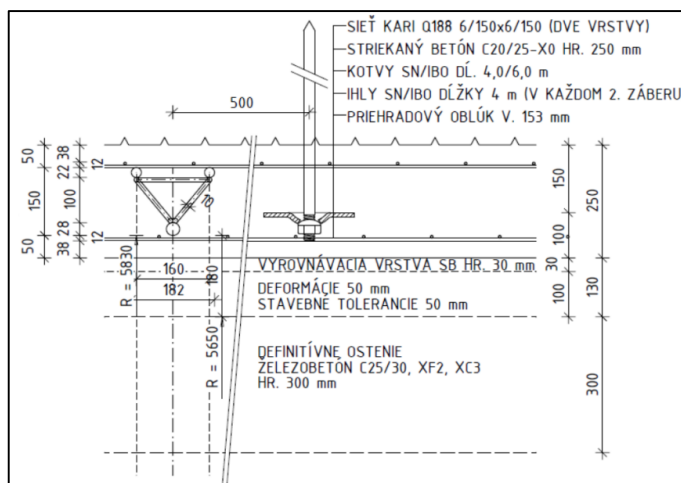


Obr. 56 Skladba ostění TT 4.2 [47]

7. Posouzení běžně vyztuženého primárního ostění



Obr. 57 Skladba ostění TT 5.1 [47]



Obr. 58 Skladba ostění TT 6.2 [47]

Jak je vidět, tak navržené skladby zohledňují prostor pro deformace primárního ostění a stavební tolerance. Tyto hodnoty byly během realizace stavby snižovány vzhledem k výrazně příznivějším zastiženým geotechnickým podmínkám při ražbách (naměřené hodnoty deformací primárního ostění v modelovaných řezech lze nalézt v kapitole 6.9).

7.1.1. Minimální plocha výztuže

Podle EC 2 (kapitola 9.2.1.1) je třeba kromě únosnosti také posoudit navrženou výztuž na minimální plochu. Plocha tahové výztuže se nemá uvažovat hodnotou menší než $A_{s,min}$ z důvodu kontrolovaného rozevírání trhlin (vyvarování se křehkého lomu konstrukce, podrobnější informace lze nalézt v kapitole 9.3.1). Minimální plochu výztuže lze určit na základě následujících rovnic. Výpočet je uveden pro technologickou třídu 4.2.

$$d = h - kr - \frac{\emptyset}{2} = 150 - 25 - \frac{6}{2} = 122 \text{ mm} \quad (17)$$

d účinná výška průřezu [mm]

h výška průřezu [mm]

kr krytí výztuže [mm]

\emptyset průměr prutu [mm]

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 0,26 \cdot \frac{2,2}{500} \cdot 1000 \cdot 122 = 140 \text{ mm}^2 \quad (18)$$

$A_{s,min}$ minimální plocha výztuže [mm²]

b šířka průřezu [mm]

f_{ctm} střední hodnota pevnosti betonu v tahu [MPa]

A zároveň platí:

$$A_{s,min} \geq 0,0013 \cdot b \cdot d = 0,0013 \cdot 1000 \cdot 122 = 159 \text{ mm}^2 \quad (19)$$

Z toho vyplývá, že pro technologickou třídu 4.2 je minimální plocha výztuže 159 mm².

$$A_{s,min} = 159 \text{ mm}^2 \quad (20)$$

$$A_{s,navržená} = \pi \cdot \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 \cdot \frac{b}{150} = \pi \cdot \left(\frac{6}{2}\right)^2 \cdot \frac{1000}{150} = 189 \text{ mm}^2 \quad (21)$$

$$A_{s,navržená} = 189 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 159 \text{ mm}^2 \Rightarrow \text{VYHOVUJE} \quad (22)$$

$A_{s,navržená}$ navržená plocha výztuže [mm²]

Průřezy, které mají plochu výztuže menší než $A_{s,min}$, je třeba považovat za slabě vyztužené až nevyztužené. Je zřejmé, že například pro uvedenou třídu 4.2 byla výztuž navržena především z důvodu dodržení právě této konstrukční zásady.

7.2. Sestrojení interakčního diagramu

Pro další práci bylo praktické vytvořit v tabulkovém programu Microsoft Excel 2013 interakční diagram, který bude univerzální ve smyslu zadávání všech uvažovaných složek sil (tlačený beton, horní a dolní tažená prutová výztuž, tažená vlákna rozptýlené výztuže). To znamená, že podmínky rovnováhy byly sestaveny tak, že bylo možné přidávat i ubírat vybrané složky sil podle potřeby.

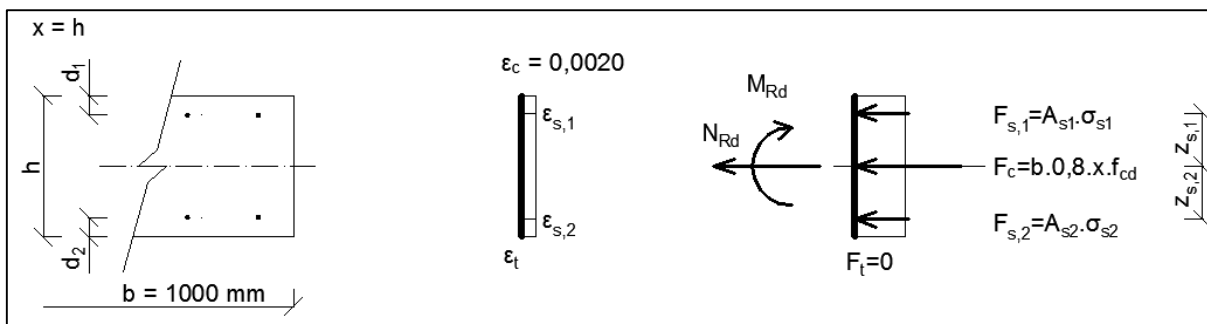
Výška tlačené oblasti (x) byla pro každý bod zadávána jako parametr s plynulou změnou a následně bylo v těchto bodech dopočteno přetvoření v horní a dolní výztuži. Po vykreslení průběhu přetvoření na průřezu bylo vypočteno napětí a následně i síly v jednotlivých prvcích. Po získání sil bylo možné spočítat pomocí podmínek rovnováhy normálovou sílu a ohybový moment pro MSÚ. Interakční diagramy byly vytvořeny i pro jednostranně vyztužené průřezy (TT 4.2 a 5.1), proto byly sestaveny dvě výpočetní tabulky pro každou stranu diagramu zvlášť (nesymetrický diagram).

Přetvoření bylo vypočteno z podobnosti trojúhelníků při známém přetvoření v tlačeném betonu a zadané výšce tlačené oblasti (parametr). Hodnoty napětí byly určeny podle pevnostní třídy betonu, modulu pružnosti a meze kluzu oceli. Síly byly vypočteny z příslušných hodnot napětí a ploch, na kterých působí. Vše je patrné z obrázků a rovnic v následujících dvou podkapitolách. V uvedených rovnicích a obrázcích je pro představu v souvislosti s kapitolou 9, která pojednává o posouzení vláknobetonového ostění, zahrnuto i tahové působení vláknobetonu. V tomto případě je však jeho hodnota nulová (jedná se o primární ostění vyztužené pouze sítěmi). Podrobněji je výpočet uveden pro třídu 4.2 v příloze č. 5. 1. Na první straně jsou vidět vstupní parametry a sestrojený interakční diagram s hodnotami účinku zatížení. Další dvě strany obsahují podrobnější data k výpočtům jednotlivých bodů interakčního diagramu.

7.2.1. Pravá strana diagramu

První tabulka v příloze 5. 1 (strana 2) obsahuje body na pravé straně diagramu. Výpočet byl proveden od bodu 5 (celý průřez tlačený) k bodu 0 (celý průřez tažený) s plynulým snižováním výšky tlačené oblasti. Dále je třeba věnovat pozornost znaménkové konvenci při sestavování podmínek rovnováhy v průřezu. Z tohoto důvodu byly rovnice sestaveny s ohledem na interval, ve kterém leží hodnota parametru x (tlačená oblast).

Bod 5 (dostředný tlak)

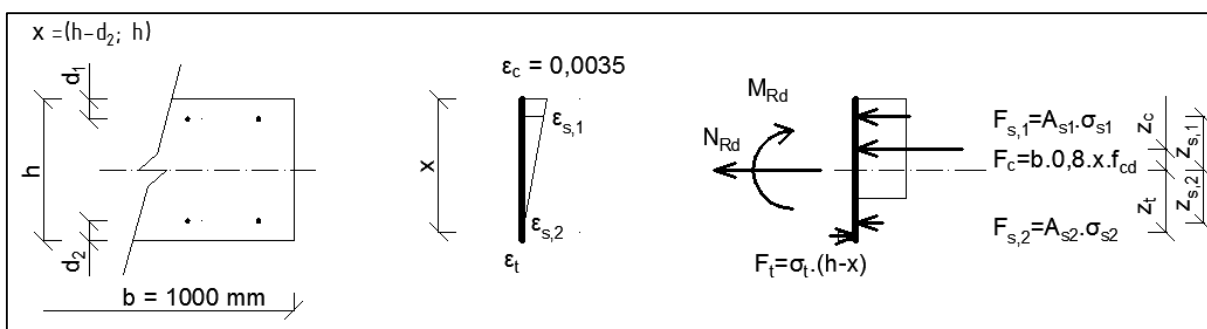


Obr. 59 Rovnováha v průřezu (bod 5)

$$N_{Rd} = -F_{s,1} - F_c - F_{s,2} \quad (23)$$

$$M_{Rd} = F_{s,1} \cdot z_{s,1} - F_{s,2} \cdot z_{s,2} \quad (24)$$

Body 4 - 1



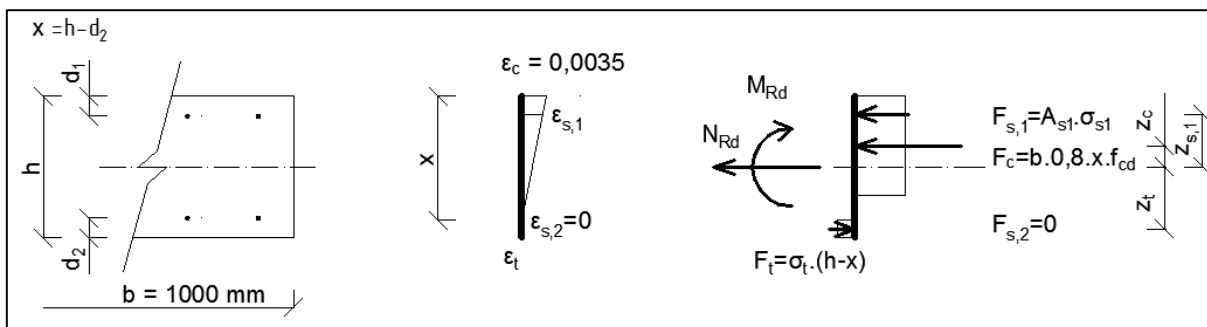
Obr. 60 Rovnováha v průřezu (body 4 - 1)

$$N_{Rd} = -F_{s,1} - F_c - F_{s,2} + F_t \quad (25)$$

$$M_{Rd} = F_{s,1} \cdot z_{s,1} + F_c \cdot z_c - F_{s,2} \cdot z_{s,2} + F_t \cdot z_t \quad (26)$$

7. Posouzení běžně vyztuženého primárního ostění

Bod v₂ (neutrální osa průřezu v těžišti výztuže A_{s2})

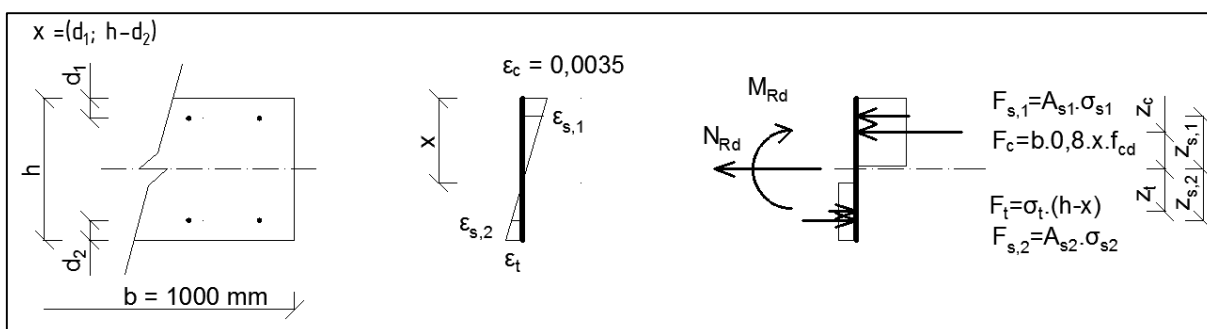


Obr. 61 Rovnováha v průřezu (bod v₂)

$$N_{Rd} = -F_{s,1} - F_c + F_t \quad (27)$$

$$M_{Rd} = F_{s,1} \cdot z_{s,1} + F_c \cdot z_c + F_t \cdot z_t \quad (28)$$

Body 49 - 1



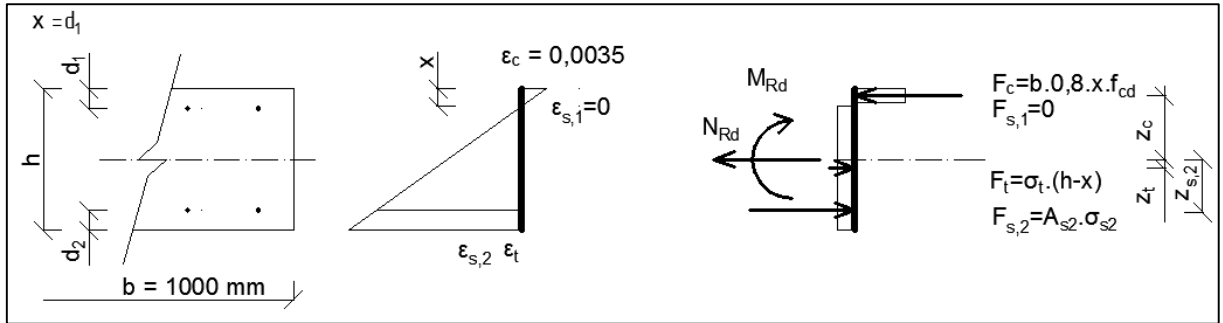
Obr. 62 Rovnováha v průřezu (body 49 - 1)

$$N_{Rd} = -F_{s,1} - F_c + F_{s,2} + F_t \quad (29)$$

$$M_{Rd} = F_{s,1} \cdot z_{s,1} + F_c \cdot z_c + F_t \cdot z_t + F_{s,2} \cdot z_{s,2} \quad (30)$$

7. Posouzení běžně vyztuženého primárního ostění

Bod v_1 (neutrální osa průřezu v těžišti výztuže A_{s1})

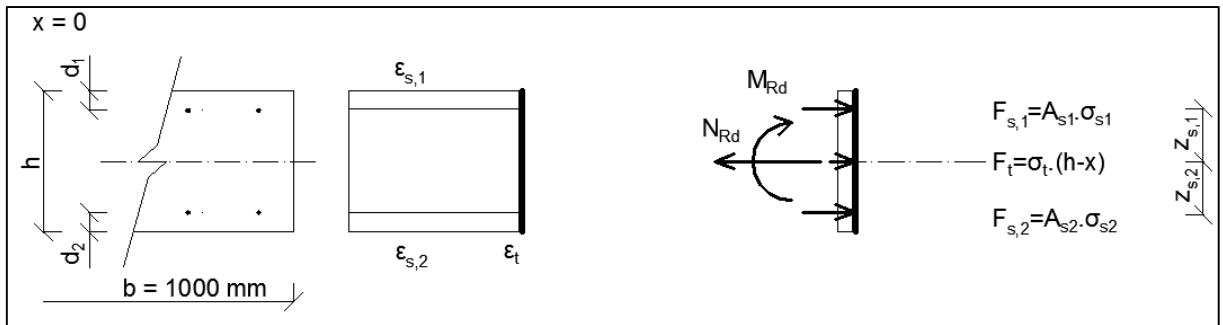


Obr. 63 Rovnováha v průřezu (bod v_1)

$$N_{Rd} = -F_c + F_{s,2} + F_t \quad (31)$$

$$M_{Rd} = F_c \cdot z_c + F_t \cdot z_t + F_{s,2} \cdot z_{s,2} \quad (32)$$

Bod 0 (dostředný tah)



Obr. 64 Rovnováha v průřezu (bod 0)

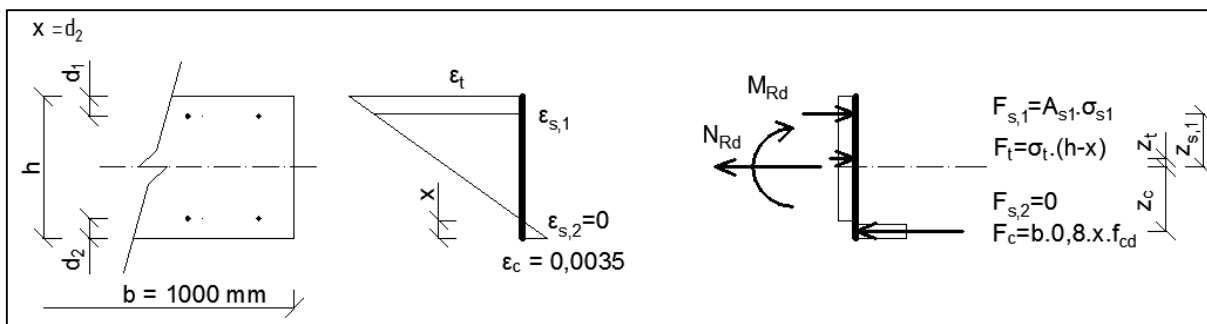
$$N_{Rd} = F_{s,1} + F_t + F_{s,2} \quad (33)$$

$$M_{Rd} = -F_{s,1} \cdot z_{s,1} + F_{s,2} \cdot z_{s,2} \quad (34)$$

7.2.2. Levá strana diagramu

Dále pokračuje levá strana interakčního diagramu (druhá tabulka na třetí straně přílohy 5. 1). Body 5' a 0', které odpovídají dostřednému tlaku a tahu, jsou shodné s pravou stranou diagramu. Z podmínek rovnováhy, které jsou uvedeny níže, lze dopočítat únosnost v tlaku (tahu) a moment únosnosti pro ostatní body diagramu.

Bod v₂' (neutrální osa průřezu v těžišti výztuže A_{s2})

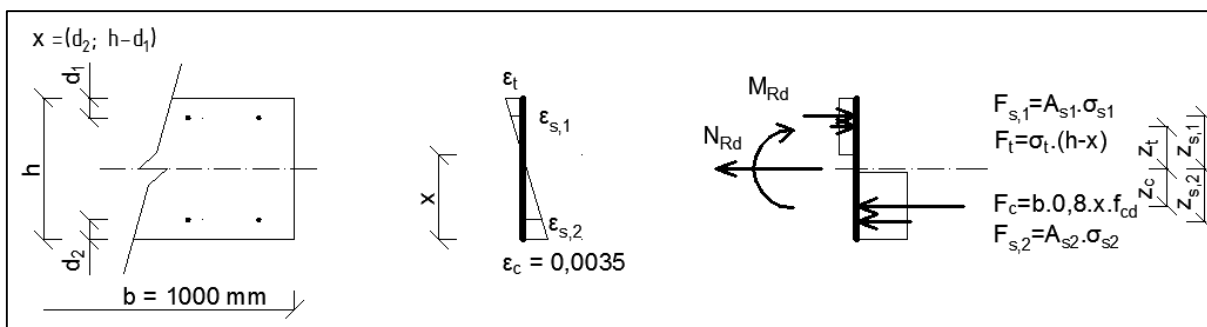


Obr. 65 Rovnováha v průřezu (bod v₂')

$$N_{Rd} = F_{s,1} + F_t - F_c \quad (35)$$

$$M_{Rd} = -F_{s,1} \cdot z_{s,1} - F_t \cdot z_t - F_c \cdot z_c \quad (36)$$

Body 1' - 49'



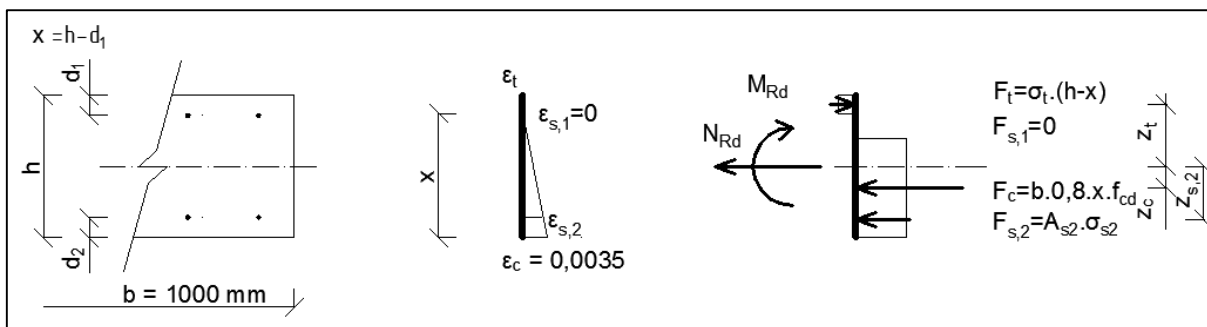
Obr. 66 Rovnováha v průřezu (body 1' - 49')

$$N_{Rd} = F_{s,1} + F_t - F_c - F_{s,2} \quad (37)$$

$$M_{Rd} = -F_{s,1} \cdot z_{s,1} - F_t \cdot z_t - F_c \cdot z_c - F_{s,2} \cdot z_{s,2} \quad (38)$$

7. Posouzení běžně vyztuženého primárního ostění

Bod v_1' (neutrální osa průřezu v těžišti výztuže A_{s1})

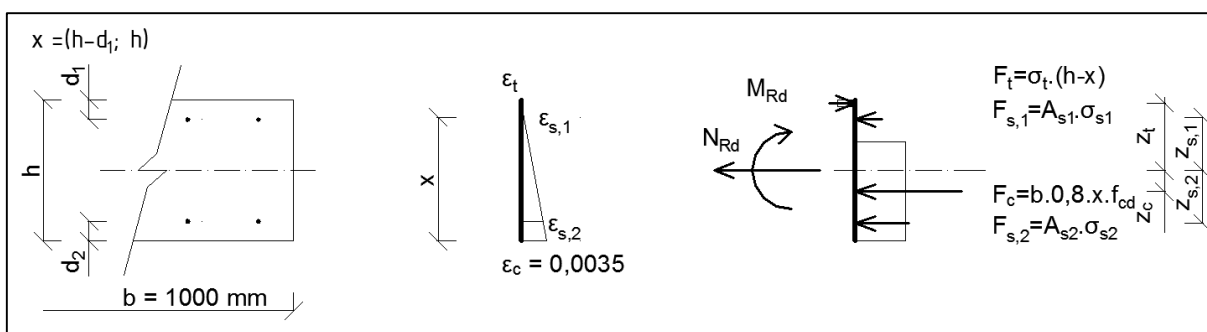


Obr. 67 Rovnováha v průřezu (bod v_1')

$$N_{Rd} = F_t - F_c - F_{s,2} \quad (39)$$

$$M_{Rd} = -F_t \cdot Z_t - F_c \cdot Z_c - F_{s,2} \cdot Z_{s,2} \quad (40)$$

Body $1' - 4'$



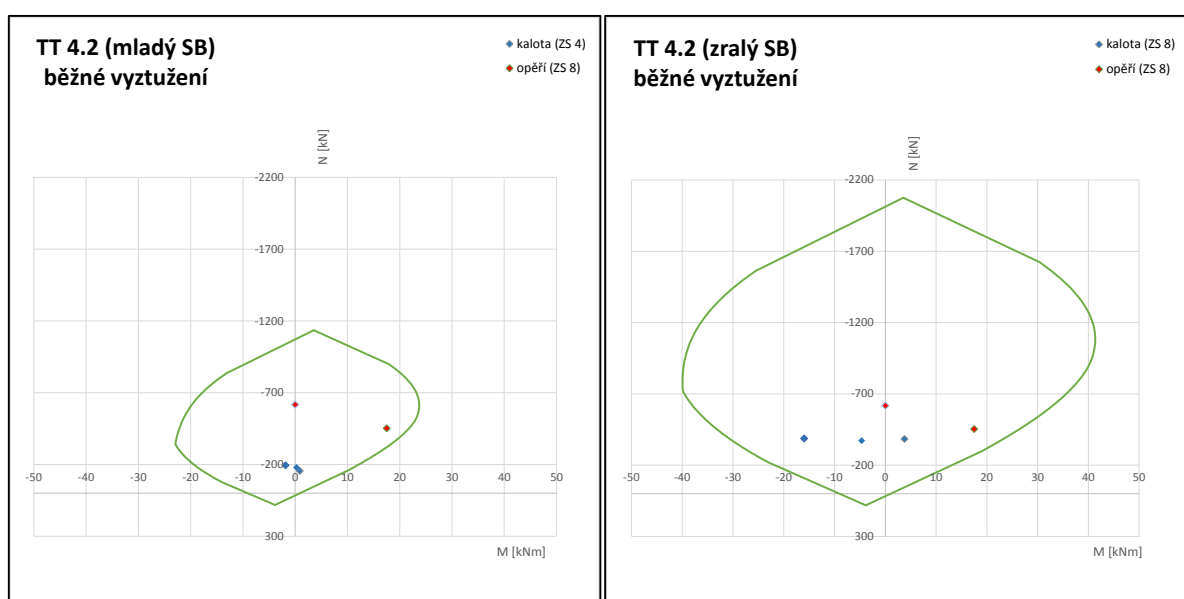
Obr. 68 Rovnováha v průřezu (body $1' - 4'$)

$$N_{Rd} = F_t - F_{s,1} - F_c - F_{s,2} \quad (41)$$

$$M_{Rd} = -F_t \cdot Z_t + F_{s,1} \cdot Z_{s,1} - F_c \cdot Z_c - F_{s,2} \cdot Z_{s,2} \quad (42)$$

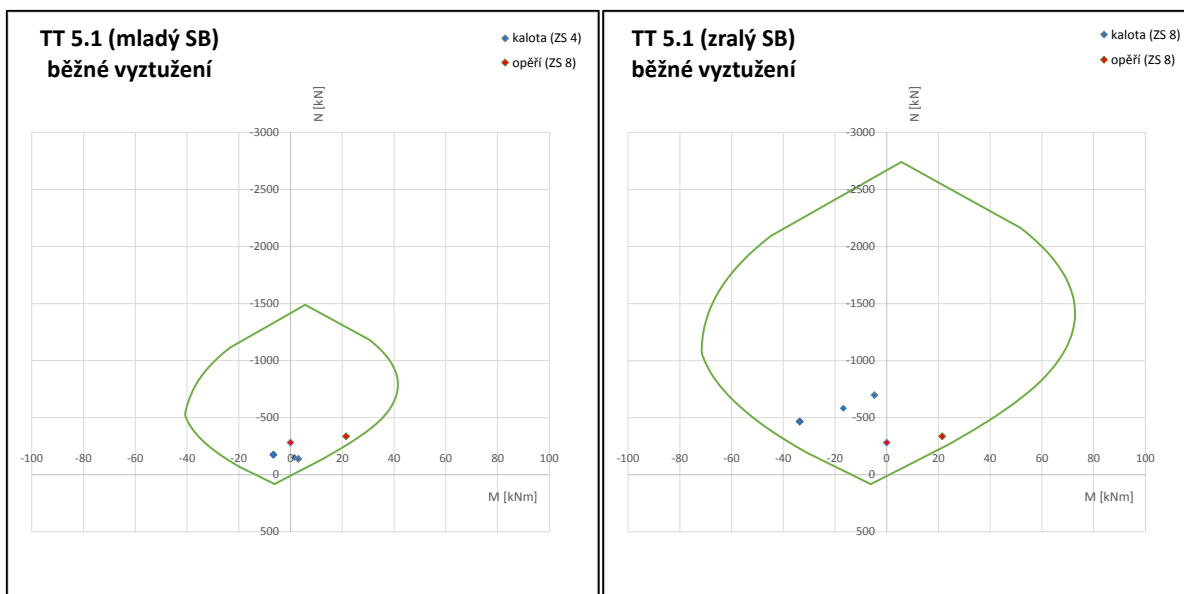
7.3. Shrnutí výsledků posouzení běžně vyztuženého ostění

Níže jsou uvedené sestrojené interakční diagramy pro posuzované technologické třídy. Součástí interakčních diagramů jsou i červené body, které představují účinek zatížení (vnitřní síly). Body účinků zatížení musí ležet uvnitř diagramů, aby konstrukce vyhověla z hlediska únosnosti. Sestrojené diagramy včetně vstupních dat a dílčích výsledků jsou uvedené a přehledně zpracované univerzální formou v přílohové části 5. Dalším důležitým kritériem je minimální tažnost konstrukce, která byla posouzena pomocí minimální plochy výztuže (zmiňované posouzení je uvedeno v kapitole 7.1.1).

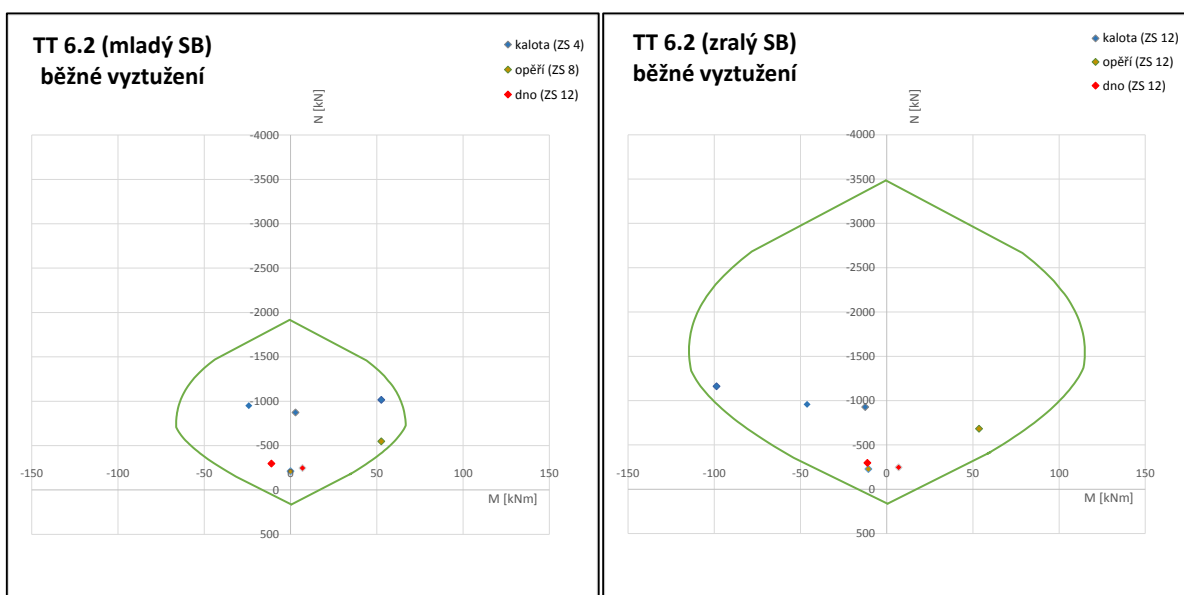


Obr. 69 Posouzení únosnosti průřezu primárního ostění TT 4.2 na interakci normálové síly a ohybového momentu (běžně vyztužení)

7. Posouzení běžně vyztuženého primárního ostění



Obr. 70 Posouzení únosnosti průřezu primárního ostění TT 5.1 na interakci normálové síly a ohybového momentu (běžné vyztužení)



Obr. 71 Posouzení únosnosti průřezu primárního ostění TT 6.2 na interakci normálové síly a ohybového momentu (běžné vyztužení)

Z uvedených výsledků vyplývá, že navržené průřezy bezpečně vyhovují z hlediska únosnosti a výztužné síť zde slouží především pro splnění minimální tažnosti (kontrolované rozevírání trhlin, vyvarování se křehkému lomu po překročení MSÚ). Zde vzniká otázka, jestli by nebylo možné nahradit prutovou výztuž rozptýlenými vlákny a jak si v takovém případě poradit s minimální tažností. To znamená navrhnout a posoudit vláknobetonové primární ostění.

8. Primární ostění ze stříkaného vláknobetonu

Při konvenčních ražbách tunelů a jiných podzemních staveb v podmínkách ČR obvykle vyztužujeme nezajištěný výrub dočasným primárním ostěním ze stříkaného betonu a trvalým sekundárním ostěním z betonu monolitického. Mezi obě vrstvy ostění se většinou umísťuje hydroizolační souvrství, jehož základními prvky jsou plastová hydroizolační fólie a ochranná geotextilie. Nově byla alternativně použita také tzv. stříkaná hydroizolace. [44]

Primární ostění je standardně tvořeno stříkaným betonem vyztuženým jednou nebo dvěma vrstvami sítí a příhradovými rámy z prutů betonářské výztuže. Návrh primárního ostění lze za vhodných podmínek optimalizovat použitím stříkaného vláknobetonu vyztuženého ocelovými nebo polymerovými makro vlákny namísto klasického stříkaného betonu. Tím je možné zcela nebo značně omezit rozsah aplikace výše zmíněných standardně používaných ocelových prvků výztuže primárního ostění, zredukovat čas výstavby a dále také přispět k vyšší bezpečnosti práce a efektivitě provádění ražeb podzemních staveb, neboť pracovníci na čelbě nejsou nuceni pracovat pod nezajištěným výrubem nebo jen v omezeném rozsahu. [44]

Pokud půjdeme v optimalizaci ještě dále, tak ve vhodném horninovém prostředí a za příznivých hydrogeologických podmínek lze celé souvrství obezdívky podzemní stavby navrhnout tak, že na primární ostění vyztužené vlákny nanese přímo sekundární ostění, také ze stříkaného vláknobetonu, případně s mezilehlou stříkanou hydroizolací. Při vhodném návrhu a správném provedení je možné zajistit spolupůsobení obou vrstev, dosáhnout úspory materiálu a času a tudíž potenciálně snížit celkové investiční náklady na realizaci podzemní stavby. [44]

Jak již bylo zmíněno, tato optimalizace není vhodná ve všech prostředích a neobejde se bez důkladné přípravy jak na straně projektanta, tak na straně realizačního týmu. Překážkou může být dále nedostatek technických předpisů, které jsou dostupné především v zahraničí, a nepružnost v zadávání, řízení nebo kontrole výstavby prováděné inovativními postupy, pokud nejsou pokryty v předpisech velkých investorských organizací. Z těchto a dalších důvodů zatím v České republice a na Slovensku nebyla výstavba se stříkaným vláknobetonem v podzemním stavitelství ve větší míře použita, kromě několika zkušebních úseků. [44]

8.1. Příprava vláknobetonových směsí pro stříkaný vláknobeton

Obdobně jako u klasického stříkaného betonu, i u vláknobetonu je důležité optimálně navržené složení směsi. Návrh může být založen na standardní směsi pro stříkaný beton. Vláknem je třeba dávkovat tak, aby bylo dosaženo jejich rovnoměrného rozmístění ve směsi.

Známé jsou v podstatě tři druhy dávkování:

- a) přes dopravníkový pás přímo do bubnu autodomíchávače,
- b) šnekovým dávkovačem na pás, kde se dávkuje kamenivo,
- c) tzv. foukání přímo do bubnu míchačky.

Způsob dávkování závisí na typu míchacího zařízení a možnostech dané betonárny. Obecně lze říci, že kvalitnějšího rozložení vláken ve směsi a celkově lepších výsledků se dosahuje, pokud se vlákna dávkuje přímo na betonárně na pás nebo do míchačky, než když se dávkuje do autodomíchávače.



Obr. 72 Dávkování vláken do betonové směsi [44]

Také záleží na dávkovaném množství. U polymerových makro vláken se vzhledem k jejich velkému množství nedoporučuje dávkování přímo do bubnu autodomíchávače. Ocelových vláken se při běžných aplikacích v podzemním stavitelství přidává cca 25-45 kg/m³ směsi, polymerových makro vláken přibližně 4 - 6 kg/m³.

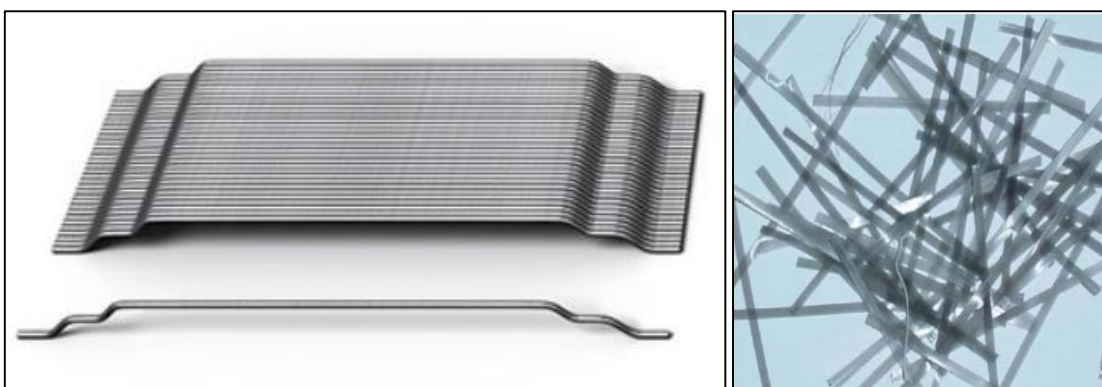
K omezení spadů a dosažení požadované lepivosti stříkaného betonu v dané tloušťce ostění se doporučuje do směsi přidávat více jemnozrnného kameniva v kombinaci s popínkem, mletým vápencem a případně mikrosilikou. Konkrétní technologický návrh

záleží na parametrech dostupných materiálů a také na typu a složení jednotlivých frakcí kameniva. Z důvodu efektivity této metody má z technologického hlediska velký význam, pokud se podaří připravit takovou směs, kterou je možné nastříkat na projektovanou tloušťku ostění v jednom, maximálně ve dvou krocích, aby tak bylo dosaženo očekávaného zrychlení procesu výstavby při dodržení bezpečnosti. V neposlední řadě je třeba zdůraznit, že důležitým faktorem je přirozeně i výsledná cena vláknobetonové směsi.

Podkapitola vychází ze zdroje [44].

8.2. Typy vláken

Do primárního ostění ze stříkaného vláknobetonu se používají dva druhy výztužných vláken – ocelová (někdy také nazývaná drátky a výsledný produkt drátkobeton) a polymerová makro-vlákna (polymerová). Pro splnění požadavků projektu lze volit oba typy vláken libovolně, je však vždy třeba prokázat a zaručit požadované parametry směsi a zatvrdlého betonu zkouškami.

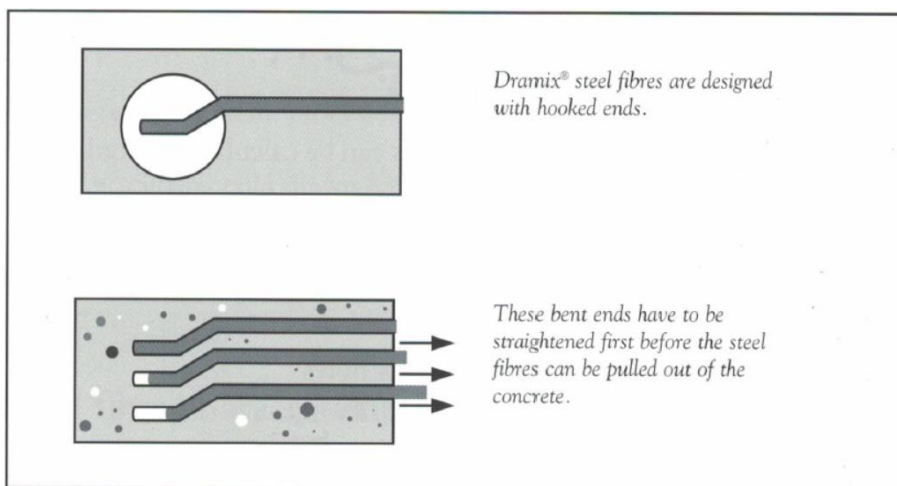


Obr. 73 Ocelová drátky (vlevo) a polymerová vlákna (vpravo) [68] a [71]

Z hlediska výroby a zpracování vláknobetonu jsou nejdůležitějšími vlastnostmi délka vláken, průměr, modul pružnosti a štíhlost. Tyto vlastnosti zásadním způsobem ovlivňují výrobu a chování čerstvé směsi vláknobetonu a tím pádem také ovlivňují zpracování a kvalitu výsledného materiálu. Při dostatečné délce vláken do betonu je zaručeno, že trhliny vznikající na hranici jednotlivých zrn budou těmito vlákny překlenuty. [4]

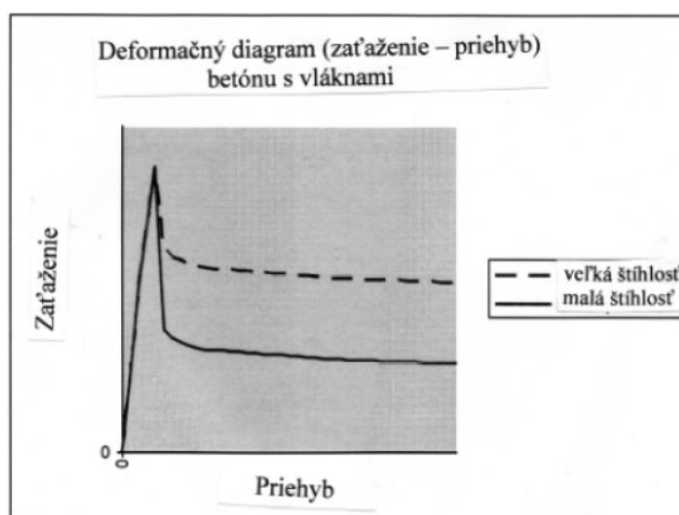
Z hlediska vlastností výsledného vláknobetonu jsou nejdůležitějšími charakteristikami vláken pevnost v tahu, pracovní diagram a soudržnost s cementovou matricí. Na soudržnost vláken s cementovou matricí má vliv zejména jejich délka, tvar, koncová úprava a povrch vláken. [4]

Na následujícím obrázku je patrný pozitivní vliv koncové úpravy drátků na tahovou pevnost drátkobetonu. Podle obrázku se musí ocelové koncové háky nejprve narovnat, aby mohla být vlákna vytržena. [66]

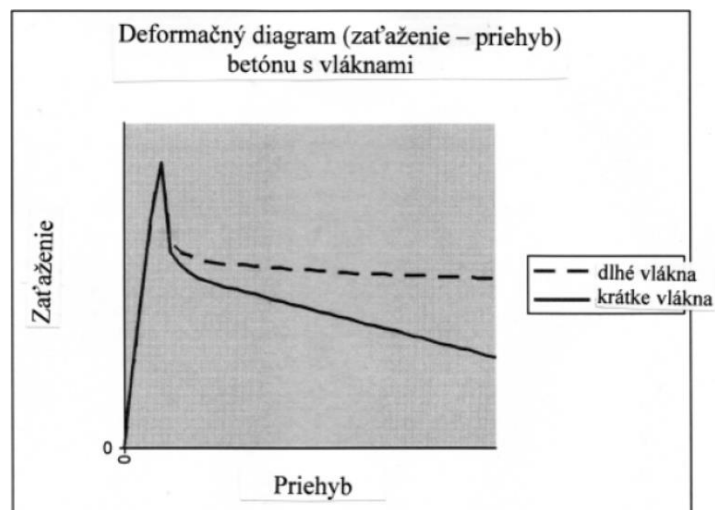


Obr. 74 Pozitivní vliv koncové úpravy drátků na pevnost v tahu drátkobetonu [66]

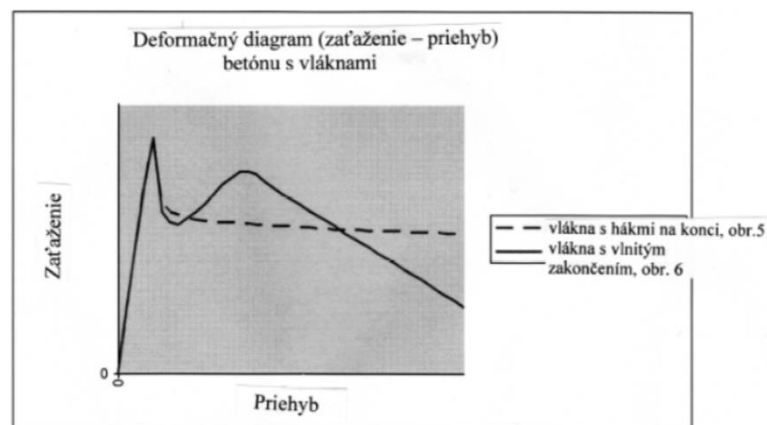
Rozdíly v chování různých typů vláken ilustrují následující obrázky s pracovními diagramy.



Obr. 75 Pracovní diagramy betonu s vlákny shodné délky a shodného dávkování, ale různé štíhlosti [17]



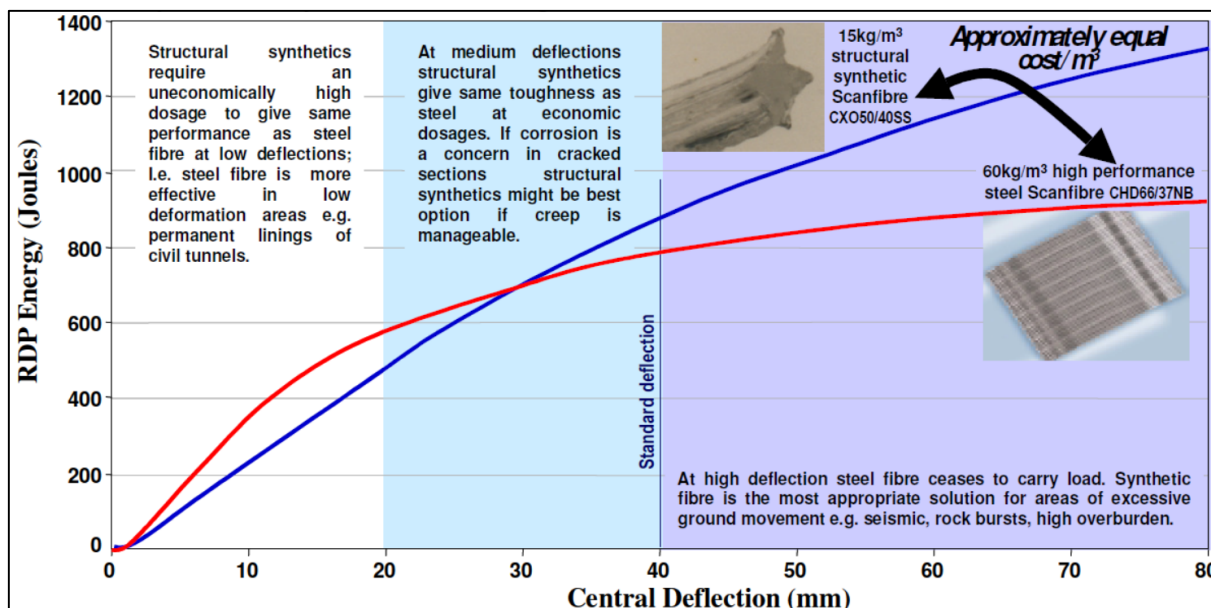
Obr. 76 Pracovní diagramy betonu s vlákny shodné štíhlosti a shodného dávkování, ale různé délky, [17]



Obr. 77 Pracovní diagramy betonu s vlákny shodného dávkování, ale různého tvaru [17]

Ocelová a polymerová vlákna mají také svá specifika v chování při zatěžování. Na Obr. 78 jsou uvedené dva záznamy zatěžovacích zkoušek na kruhovém panelu (zmiňovaná zkouška je popsána v kapitole 8.4.1). Uvedené směsi obsahují relativně vysoké množství vláken v 1 m^3 , ale lze předpokládat, že pro běžné dávkování vláken je princip podobný. Červená a modrá křivka znázorňují, že odlišné typy vláken se mohou chovat různým způsobem v závislosti na deformaci vzorku (průhybu).

8. Primární ostění ze stříkaného vláknobetonu



Obr. 78 Porovnání chování umělých a ocelových vláken na výsledcích zatěžovacích zkoušek na kruhového panelu (červená křivka – vláknobetonový vzorek s umělými vlákny, modrá křivka – vzorek s ocelovými vlákny) [40]

Zkoušené vláknobetonové vzorky jsou srovnatelné ceny. Z uvedených křivek je patrné, že polymerová makrovlákna lépe přenáší napětí při vyšších deformacích a ocelová vlákna naopak více odolávají při nižších deformacích (jedním z důvodů různého chování je odlišný modul pružnosti těchto dvou materiálů). Dále je také vidět, že pro určité hodnoty průhybu kladou oba materiály obdobný odpor k deformaci.

Jak již bylo naznačeno, tak odlišnosti plynoucí z použitého typu vlákna závisí na jeho materiálových vlastnostech. Porovnání vybraných vlastností ocelových drátků a polymerových makrovláken je v Tab. 19.

Tab. 19 Porovnání vlastností vybraných typů vláken do stříkaného betonu [12, 63, 66, 69]

Porovnání vlastností vybraných typů vláken do stříkaného betonu			
		ocelová (drátky)	polymerová makrovlákna
norma	-	ČSN EN 14889-1: Vlákná do betonu - Část 1: Ocelová vlákna - Definice, specifikace a shoda	ČSN EN 14889-2: Vlákná do betonu - Část 2: Polymerová vlákna - Definice, specifikace a shoda
běžné dávkování vláken	[kg/m³]	35 - 65	3 - 9
běžné délky vláken	[mm]	19 - 35	30 - 65
běžné průměry vláken	[mm]	0,5 - 2	0,1 - 2,5
objemová hmotnost	[kg/m³]	7850	910
běžné počty vláken na 1 kg směsi	[ks]	10 000 - 15 000	20 000 - 70 000
modul pružnosti	[GPa]	200	3,5 - 5,0
běžné tahové pevnosti vláken	[MPa]	500 - 2 000	300 - 750
maximální přetožení	[%]	0,5 - 3,5	8,0 - 15,0
teplota tání	[°C]	1500	160
poznámky	-	vyšší odolnost při nižších deformacích	nekorodují, snazší manipulace, lépe dokáží přenášet tahová napětí při větších deformacích

Vlákna se také mohou lišit nejenom materiálem, ale také konkrétním produktem. V další tabulce jsou uvedené některé vlastnosti vybraných produktů polymerových vláken pro vzájemné porovnání. Z Tab. 20 je patrné, že uvedená vlákna se liší štíhlostí, pevností v tahu, modulem pružnosti a počtem vláken na 1 kg.

Tab. 20 Porovnání vybraných technických údajů dvou typů polymerových vláken [71]

Porovnání vybraných technických údajů dvou výrobků			
Polypropylenové vlákno		MasterFiber 150	MasterFiber 151
Ekvivalentní průměr (d_f)	[mm]	0,62	0,85
Délka (l_f)	[mm]	50	50
Štíhlost (l_f/d_f)	[-]	81	59
Pevnost v tahu	[MPa]	394	490
Modul pružnosti	[MPa]	1 550	4 000
Počet vláken na kg	[ks/kg]	73 000	40 000

8.3. Navržená receptura

Při ražbě tunelu Považský Chlmec zhotovitel (stavební firma HOCHTIEF CZ) zvažoval realizaci zkušebního úseku z vláknobetonového primárního ostění. Ve spolupráci se společnostmi BASF (výrobce polymerových vláken do betonu) a Beton Bohemia ZL (akreditovaná zkušební laboratoř pro stříkaný beton) se podařilo odladit vláknobetonovou směs. Zhotovitel vstoupil s dodavatelem betonu do jednání o finální úpravě směsi a nutnosti přidání popílků, mletého vápence, případně mikrosiliky z důvodu lepivosti (jak je vidět v Tab. 21, tak navržená receptura neobsahuje mikrosiliky).

Zkušební úsek se ale bohužel nerealizoval, protože stávající dodavatel stříkaného betonu oznámil ukončení činnosti. Proto bylo třeba nahradit dodávky betonu od jiného dodavatele a tím skončila další práce s vláknobetonem, protože by bylo třeba začít znovu od počátku a s ohledem na časový harmonogram stavby to již nemělo význam.

Pro účely diplomové práce lze alespoň pro představu uvést navrženou recepturu s polymerovými vlákny do betonu. Receptura byla navržena pro dva druhy makrovláken (MasterFiber 150 a 151).

8. Primární ostění ze stříkaného vláknobetonu

Tab. 21 Navržená receptura pro zkušební úsek tunelu Považský Chlmec

Receptura		č. 1	č. 2
Třída betonu		C 25/30 X0 J2 F5	
Složky betonové směsi		[kg/m ³]	
cement	CEM I 42,5 R	430	430
vlákna	MasterFiber 150	-	6,0
	MasterFiber 151	6,0	-
kamenivo	0/4	1007	1024
	4/8	587	597
přísady	MasterGlenium SKY 504	3	3
záměsová voda	vodní součinitel 0,42	177	180
Σ		2210,0	2240,0

C 25/30 Pevnostní třída betonu

X0 Stupeň vlivu prostředí

J2 Obor pevnosti mladého stříkaného betonu

F5 Stupeň konzistence zkoušený rozlitím čerstvé betonové směsi dovezené z betonárky (před aplikací urychlovače tuhnutí)

Navržená receptura obsahuje i superplastifikační přísadu MasterGlenium SKY 504, která způsobuje ztekucení betonu při zachování dostatečné konzistence. Jejím přidáním lze dosáhnout lepší zpracovatelnosti betonové směsi.

Pro takto navrženou vláknobetonovou směs by bylo třeba, před vlastní realizací, provést nezbytné průkazní zkoušky v souladu s předepsanou třídou vláknobetonu projektem (zejména ověření residuální tahové pevnosti v tahu za ohybu a dostatečné houževnatosti vláknobetonové konstrukce).

Uvedená podkapitola vychází spolu s konzultacemi poskytnutými společností BASF ze zdroje [44] a [71].

8.4. Zatěžovací zkoušky vláknobetonových vzorků

Popis vybraných zkoušek, které se provádějí na stříkaném betonu je uveden v kapitole 5.5. V následující podkapitole je přehled základních čtyř zkoušek, které souvisí přímo se stříkaným vláknobetonem.

První dvě zkoušky se týkají stanovení energetické absorpce na panelových vzorcích (kruhový a čtvercový). Tyto zkoušky ověřují houževnatost vzorku při bodovém zatížení. Uvedené zkoušky jsou velmi praktické a lze si představit, že tento typ zatížení může simulovat například nestabilní blok, který tlačí na ostění v jednom místě mezi svorníky. Zkouška na kruhovém panelu se používá například v Norsku. Rakouské směrnice se naopak odkazují na zkoušku čtvercových panelů.

Prokázání předepsaných reziduálních pevností v tahu za ohybu na trámčových těleších při určitých průhybech je důležité pro provedené posouzení ostění podle mezinárodních předpisů a rakouských směrnic. Používají se dva typy zkoušek. První je zkouška třibodovým ohybem podle EN 14651, o kterou se opírá mezinárodní předpis Model Code 2010. Pro posouzení podle rakouských směrnic je zase nezbytná zatěžovací zkouška čtyřbodovým ohybem, která je podrobněji specifikovaná přímo ve směrnici pro vláknobeton (Richtlinie Faserbeton).

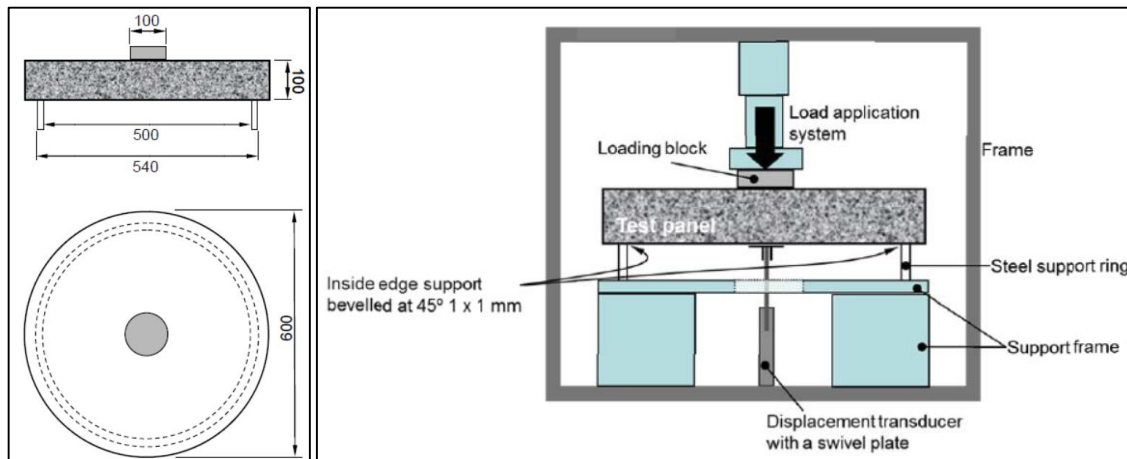
8.4.1. Stanovení kapacity absorbované energie na kruhovém panelu

Tuto zkoušku lze realizovat podle norské publikace, která je uvedena jako zdroj [14].

Jedná se o měření průhybu při zatěžování po obvodě podepřeného kruhového panelu, zkouška je používána pro zjištění kapacity absorbované energie vláknobetonového vzorku. Výsledkem měření je závislost zatížení a průhybu. [14]

Při zkoušce jsou vzorky uloženy přímo na souvislou ocelovou podporu. Křivka zatížení-průhyb je souvisle zaznamenávána od začátku zatěžování, až dokud není dosaženo průhybu 30 mm uprostřed panelu. Kapacitu absorbované energie lze následně spočítat z plochy pod křivkou zatížení-průhyb s příslušnými korelacemi, které zohledňují jednak tření mezi zkušebním panelem a podporou, jednak skutečnou tloušťku panelu. Zkouška se provádí minimálně na 3 vzorcích ve stáří 28 dní. [14]

Na schématických obrázcích níže je uvedeno uspořádání zkoušky na kruhovém panelu. Z Obr. 79 je patrný způsob osazení vzorku na souvislou ocelovou podporu pro měření průhybu při zatěžování.



Obr. 79 Uspořádání zkoušky kruhového panelu, ocelová souvislá kruhová podpora je znázorněna přerušovanou čarou (rozměry jsou uvedené v mm) [14]

Nastříkané zkušební vzorky mají průměr 600 mm a tloušťku 100 mm. Nastříkají se do ocelových kruhových forem. Důležité je, aby ocelová forma měla hladký povrch a byla dostatečně tuhá. Tím lze zabránit deformacím vzorku, které souvisejí se stříkáním a následnou manipulací. Poškozené a zkroucené formy mohou snížit výslednou kapacitu absorbované energie vzorku při zkoušení. Na níže uvedených fotografiích jsou vidět kruhové formy pro vzorky (Obr. 80). [14]



Obr. 80 Kruhová forma (vlevo), připravené formy pro nastříkání zkušebních vzorků (vpravo) [14]

Pro správné zajištění reprezentativních panelů se vzorky zhotovují přímo na místě stavby, kde se stříkaný vláknobeton realizuje. Formy musí být před nástřikem zkontrolovány (čistota, rozměry a další faktory). Pozice forem připravených pro nástřik je patrná z obrázku (Obr. 80). [14]

Výsledná absorpce energie se určí na základě níže uvedené rovnice, ve které jsou zahrnuté příslušné korelace.

$$E_{abs} = k_t \cdot k_f \cdot A_{P-\Delta} \quad (43)$$

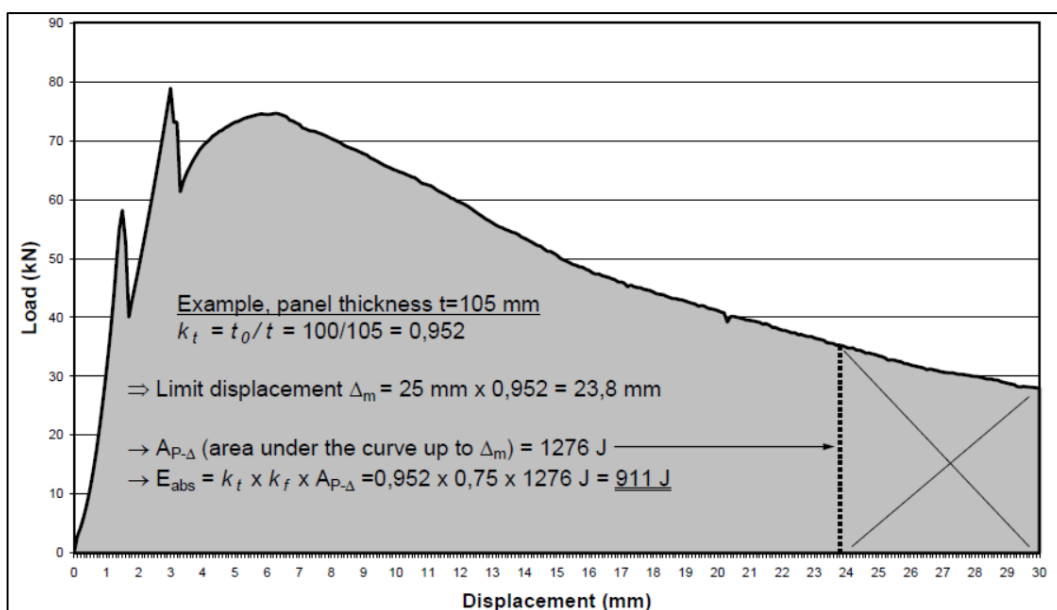
E_{abs} kapacita energetické absorpce [J]

k_t korelační součinitel zohledňující skutečnou tloušťku vzorku [-]

k_f korelační součinitel zohledňující tření mezi vzorkem a podporou [-]

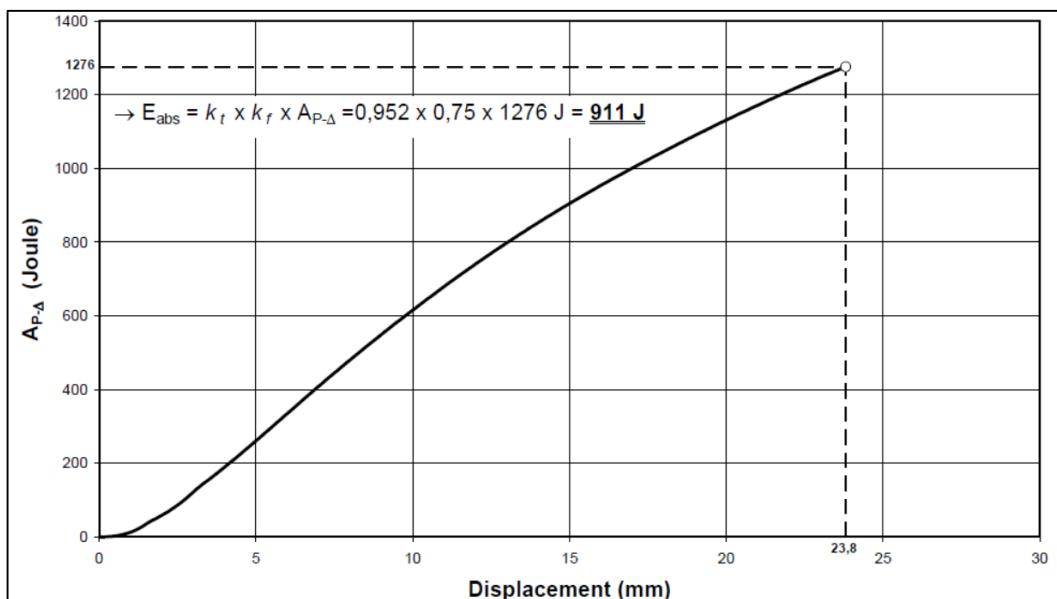
$A_{P-\Delta}$ plocha pod křivkou zatížení-průhyb [kN.mm]

Na Obr. 81 je vzorový výpočet kapacity absorbované energie pro vzorek s průměrnou tloušťkou 105 mm. Zatížení a deformace byly měřeny do dosažení průhybu 30 mm uprostřed kruhového panelu. [14]



Obr. 81 Příklad výsledku měření a výpočet kapacity absorbované energie [14]

Z výše uvedené křivky je možné sestavit součtovou křivku pro získání závislosti energie a deformace (Obr. 82).



Obr. 82 Součtová křivka pro získání závislosti energie-deformace (včetně korelačních součinitelů a výsledné kapacity absorbované energie) [13]

Ukázka konkrétních technologických tříd, kde je ostění ze stříkaného vláknobetonu specifikované na základě výsledků této zkoušky, je uvedeno v kapitole věnované návrhu vyztužení výrubu podle Q-systému (kap. 9.1.3). V kap. 9.1.3 je zmíněn projekt tunelu Joberg (Norsko), kde byly předepsány třídy vláknobetonu E700 a E1000. To znamená, že při průkazných zkouškách vláknobetonových vzorků na kruhových panelech, které se během výstavby norského tunelu realizovaly, kapacita absorbované energie musela přesahovat hodnoty 700 J a 1000 J. Vyšší houževnatosti bylo v tomto případě dosaženo zvýšením dávkování drátků.

8.4.2. Stanovení kapacity absorbované energie na čtvercovém panelu

V norské publikaci (uvedené jako zdroj [14]) je kromě zkoušky na kruhovém panelu, také uvedena alternativní geometrie zkušebního tělesa. V tomto případě se jedná o panel čtvercový. Využití výsledků zkoušky čtvercového panelu lze (v podmínkách blízkých ČR) hledat například v rakouské směrnici pro vláknobeton (Richtlinie Faserbeton).

Ve zmíněné směrnici lze nalézt níže uvedenou tabulku (Tab. 22). V tabulce jsou rozsahy požadované kapacity absorbované energie po 7 dnech od nástřiku podle účelu použití vláknobetonu v podzemním stavitelství. Tento požadavek na stříkaný vláknobeton souvisí s bezpečností práce v bezprostřední blízkosti ražby. [60]

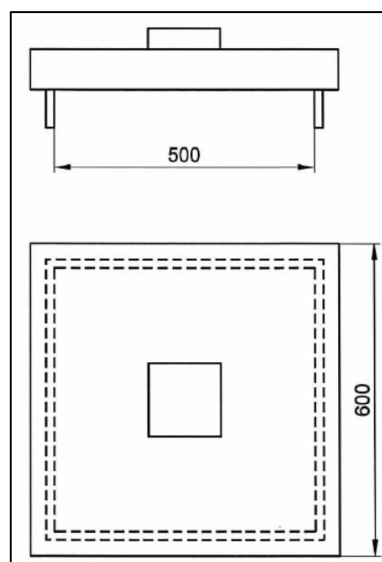
8. Primární ostění ze stříkaného vláknobetonu

Tab. 22 Požadovaná kapacita absorbované energie po 7 dnech podle účelu použití stříkaného vláknobetonu

Použití / funkce	požadované rozsahy hodnot kapacity absorbované energie dosažené po 7 dnech
Ochrana proti zvětrávání pevných hornin (od pronikání vody a vzduchu)	500 - 700 J
Ochrana vrcholu klenby, přednástřík v oblasti záběru, nástřík čelby	800 - 1200 J
Stříkaný beton pro zajištění výrubu v rozpukané hornině bez nutných předstihových opatření (jehly, pažiny atd.)	700 - 1000 J

Zkoušku lze pro dané účely realizovat podle ČSN EN 14488-5. Nastříkané vláknobetonové deskové zkušební těleso se vystaví zatížení při kontrole průhybu použitím tuhého ocelového bloku umístěného uprostřed desky. Čtvercový vzorek se musí odebrat ze zkušební desky, která je nastříkána a ošetřována ve formě o rozměrech 600 mm x 600 mm a zarovnána na tloušťku 100 mm ihned po nástřiku. [50]

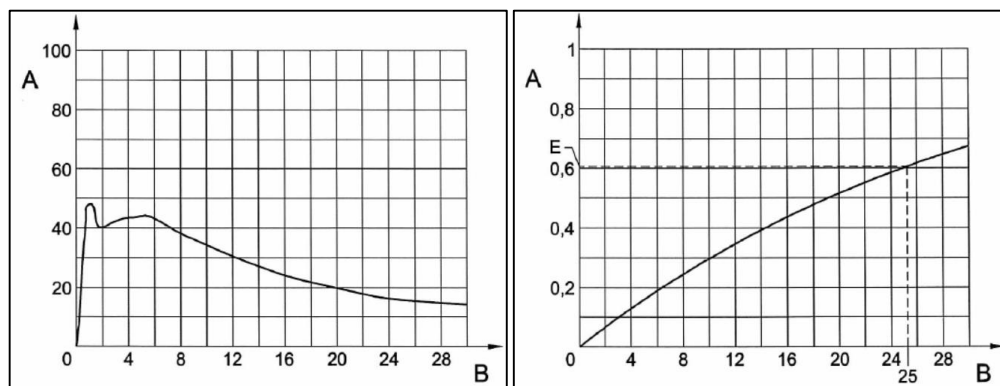
Zatěžuje se nastříkaná plocha, hladká plocha zkušebního tělesa je během zkoušení dole. Aplikace síly sestává z podepření desky ocelovým rámem a tuhým ocelovým zatěžovacím blokem. Podepření desky je provedeno pomocí tuhé čtvercové podpěry o vnitřních rozměrech 500 x 500 mm s tloušťkou 20 mm. Tuhý ocelový zatěžovací blok se čtvercovou kontaktní plochou 100 mm x 100 mm a tloušťkou 20 mm je umístěn uprostřed na horní ploše desky. Důležité je, aby zatížení působilo kolmo na desku. [50]



Obr. 83 Uspořádání pro zatěžování zkušebního vzorku [50]

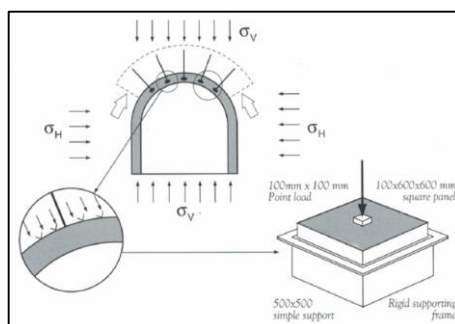
Zkušební deska je zatěžována dokud průhyb uprostřed nedosáhne nejméně 30 mm. Průhyb uprostřed desky ve vztahu k opěrnému rámu se musí měřit elektronickým snímačem. Zkušební lis musí mít vybavení, které umožňuje, aby zatěžování probíhalo

plynule se stálým přírůstkem 1 mm průhybu uprostřed desky. Výsledkem zkoušky je křivka závislosti zatížení na průhybu. Ze zaznamenané křivky se určí druhá křivka, která udává absorbovanou energii jako funkci průhybu desky (Obr. 84). [50]



Obr. 84 Příklad křivky zatížení-průhyb, A - zatížení v kN, B - průhyb uprostřed desky (vlevo); příklad křivky energie-průhyb, A - energie v J, B - průhyb uprostřed desky, E - kapacita absorbované energie (vpravo) [50]

Na tuto energii jsou pak vázané návrhové parametry projektu. V praxi to znamená, že kromě předepsání pevnostní třídy betonu (pevnost v tlaku), křivky nárůstu pevnosti v čase a odolnosti v daném prostředí, se specifikuje také třída houževnatosti, která se uvádí energií v Joulech. Této předepsané energie se musí při zkoušce dosáhnout. Stejně jako u předcházející zkoušky vlastně simulujeme oblast primárního ostění, která je zatížena např. nestabilním blokem horniny a ostění musí být právě proti takovému typu zatížení odolné (Obr. 85). Je tudíž teoreticky jedno, jestli je vzorek z prostého betonu nebo vyztužený ocelovými či polymerovými makro vlákny. Vláknobetonová ostění však v této zkoušce dosahují přibližně 2 – 3x větší odolnosti než vzorky z prostého stříkaného betonu. Dále výsledky této zkoušky mohou sloužit pro porovnání různých navrhovaných vzorků z vláknobetonových směsí, které se mohou lišit typem a množstvím vláken. [44]

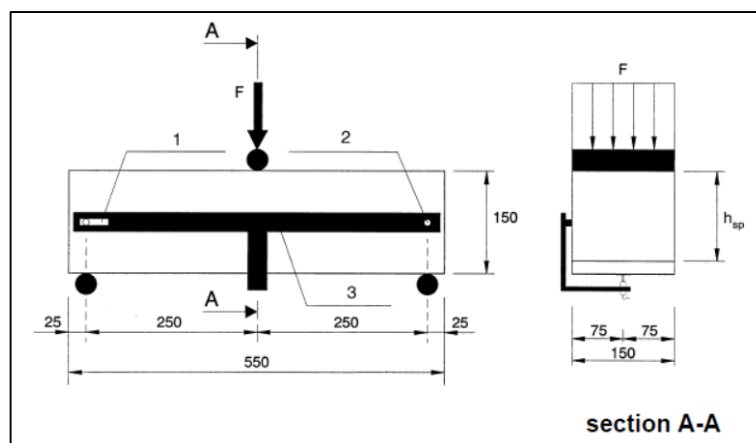


Obr. 85 Simulace zatížení primárního ostění pomocí zkoušky na čtvercovém panelu [66]

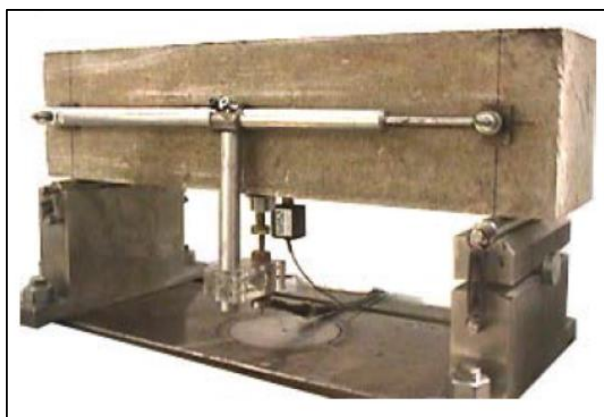
8.4.3. Zkouška tříbodovým ohybem s vrubem

Výsledky této zkoušky jsou klíčové pro posouzení vláknobetonového prvku podle mezinárodního předpisu Model Code 2010. Zkouška se pro tyto účely provádí podle normy EN 14651 (uvedená jako zdroj [57]). Tato norma je podle názvu určena pro ocelová vlákna, ale v praxi se v Anglii běžně používá i pro zkoušení vláknobetonu s polypropylenovými makrovlákný.

Chování materiálu se určuje ze závislosti zatížení na rozevření trhliny (CMOD) nebo na průhybu nosníku (δ). Zatížení je umístěno uprostřed nosníku pomocí zatěžovacího válečku a nosník je prostě podepřen dvěma ocelovými podpůrnými válečky. [57]



Obr. 86 Uspořádání zatížení a vláknobetonového vzorku (1 – posuvná podpora, 2 – kloub, 3 – tuhý rám) [57]

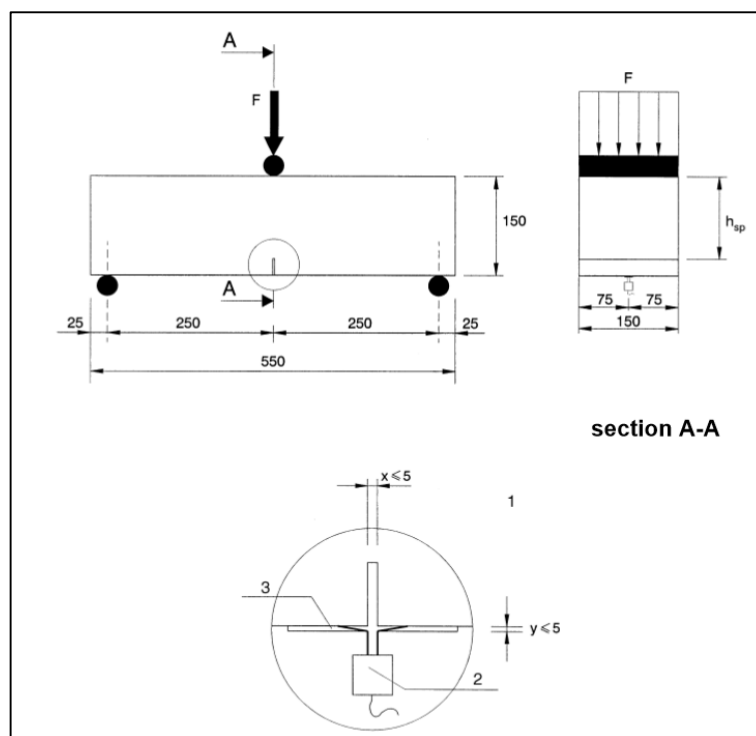


Obr. 87 Zkouška tříbodovým ohybem s vrubem [4]

Ocelové válečky mají kruhový průřez s průměrem 30 mm a jejich povrch musí být čistý a hladký. Rozpětí mezi podpůrnými válečky je 500 mm. Průřez vzorku je čtvercový

8. Primární ostění ze stříkaného vláknobetonu

s rozměry 150 mm x 150 mm, délka trámce je v rozmezí 550 - 700 mm. Vrub se provádí zářezem přes celou šířku trámce uprostřed rozpětí. Výška h_{sp} je 125 mm. [57]



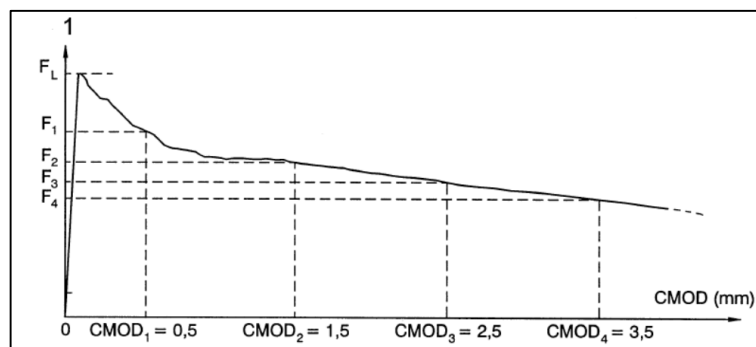
Obr. 88 Typické uspořádání pro měření rozevření trhliny (CMOD) [57]

Výsledkem zkoušky je závislost zatížení a rozevření trhliny (CMOD), které lze převést na průhyb (δ) pomocí následující tabulky.

Tab. 23 Vztah mezi rozevření trhliny a průhybem [57]

CMOD (mm)	δ (mm)
0,05	0,08
0,1	0,13
0,2	0,21
0,5	0,47
1,5	1,32
2,5	2,17
3,5	3,02
4,0	3,44

Podle Model Code 2010 (obě jeho části jsou uvedeny jako zdroje [58] a [59]) se z výsledku zkoušky určí vrcholové zatížení F_L a zatížení pro předepsané rozevření trhlin (viz Obr. 89).



Obr. 89 Závislost zatížení a rozevření trhliny, jednotka zatížení na svislé ose je kN [57]

Model Code 2010 předepisuje stanovení pevnosti v tahu za ohybu pro předepsané rozevření trhliny ze zatížení níže uvedeným vztahem (odvození vzorce je vysvětleno v následující kapitole 8.4.5).

$$f_{R,j} = \frac{3 \cdot F_j \cdot l}{2 \cdot b \cdot h_{sp}^2} \quad (44)$$

$f_{R,j}$ pevnost v tahu za ohybu pro $CMOD_j$ [MPa]

F_j zatížení pro $CMOD_j$ [kN]

l rozpětí mezi podporami [mm]

b šířka průřezu [mm]

h_{sp} výška průřezu nad vrubem [mm]

$$j = 1; 2; 3; 4 \quad (45)$$

Stejný vzorec platí pro výpočet vrcholové pevnosti f_{Lk} z F_{Lk} . Takto vznikne několik hodnot pevností v tahu za ohybu (vrcholová f_{Lk} a residuální f_{Rj}), ze kterých lze vycházet pro další výpočty. Konkrétně lze určit návrhovou residuální pevnost v tahu za ohybu pro posouzení únosnosti a dále je také možné posoudit vláknobetonový vzorek na dostatečnou houževnatost (rovnice 47 a 48). V kapitole 9.3.1 je uvedené posouzení únosnosti na základě předepsané hodnoty residuální pevnosti v tahu za ohybu zjišťované podle EN 14651. Houževnatost konstrukce lze podle Model Code 2010 (uvedený jako zdroj [58]) posoudit na základě výsledků zkoušek z přepočtených charakteristických hodnot. Charakteristická hodnota se z průměrné změřené hodnoty podle příspěvku Mezinárodní unie laboratoří pro zkoušení a výzkum materiálů a struktur (uvedený jako zdroj [43]) určí následujícím vztahem (konkrétní dosazení hodnot do uvedených vzorců a vlastní výpočet lze nalézt v kapitole 9.3.1).

$$f_{fctk,fl} = 0,7 \cdot f_{fctm,fl} \quad (46)$$

$f_{fctm,fl}$ průměrná residuální pevnost v tahu za ohybu [MPa]

$f_{fctk,fl}$ charakteristická residuální pevnost v tahu za ohybu [MPa]

Vlastní posouzení je možné provést pomocí vztahů uvedených v Model Code 2010.

$$\frac{f_{R1k}}{f_{Lk}} > 0,4 \quad (47)$$

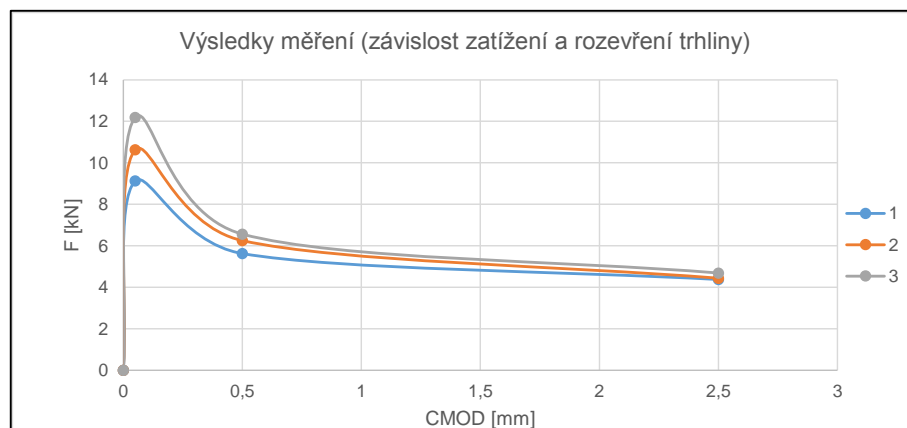
$$\frac{f_{R3k}}{f_{R1k}} > 0,5 \quad (48)$$

Pokud vláknobetonový vzorek uvedeným podmínkám vyhoví, tak je možné prokázat, že vlákna ve zkoušené směsi mohou nahradit prutovou výztuž z hlediska minimální houževnatosti.

Konkrétně lze ověření dostatečné houževnatosti ukázat na výsledcích zkoušek, které byly provedeny pro dva zahraniční projekty s obdobnou pevnostní třídou betonu jako navržený beton C 20/25 a běžným dávkováním vláken. Pro účely předkládané práce se nepodařilo získat podrobnější údaje o použitých směsích (cílem je získat pouze reálnou představu o dosahované tahové pevnosti). Prvním projektem je Crossrail a druhým metro v Kataru. Níže jsou uvedené výsledky zkoušek v tabulce a grafu.

Tab. 24 Poskytnuté výsledky zkoušek ze zahraničních projektů

Poskytnuté výsledky zkoušek ze zahraničních projektů				
číslo zkoušky	projekt	zatížení [kN]		
		F_{Lk}	F_1	F_3
1	Crossrail C121 (UK)	9,13	5,63	4,38
2		10,63	6,25	4,44
3	Metro v Doha v Kataru	12,19	6,56	4,69



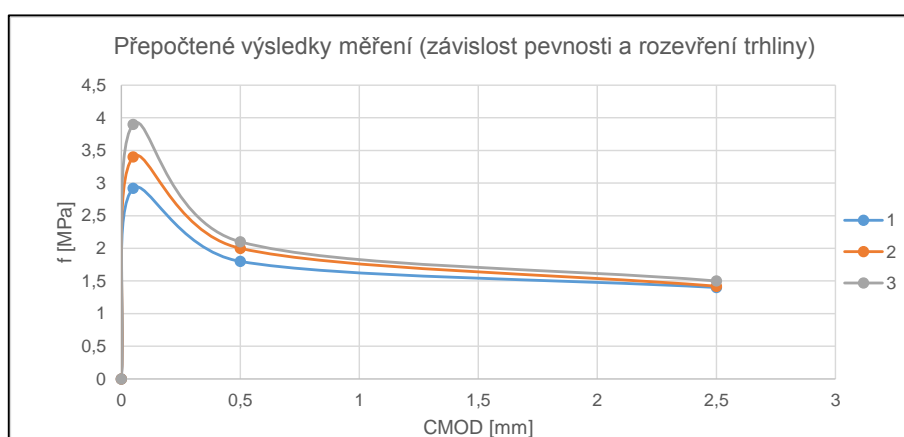
Obr. 90 Výsledky měření (závislost zatížení a rozevření trhliny)

8. Primární ostění ze stříkaného vláknobetonu

Dalším krokem je přepočtení zatížení na napětí (pevnost) pomocí rovnice (44). Odvození vztahu (44) je uvedeno v kapitole 8.4.5.

Tab. 25 Výpočet pevností v tahu za ohybu na zkušebních vzorcích ze zatížení pro předepsané rozevření trhliny

Výpočet pevností v tahu za ohybu na zkušebních vzorcích ze zatížení pro předepsané rozevření trhliny										
číslo zkoušky	projekt	rozměry vzorku [mm]			zatížení [kN]			pevnost v tahu za ohybu [Mpa]		
		l	b	h_{sp}	F_{Lk}	F_1	F_3	f_{Lk}	f_{R1}	f_{R3}
1	Crossrail C121 (UK)	500	150	125	9,13	5,63	4,38	2,9	1,8	1,4
2					10,63	6,25	4,44	3,4	2,0	1,4
3	Metro v Doha v Kataru				12,19	6,56	4,69	3,9	2,1	1,5



Obr. 91 Přepočtené výsledky měření (závislost pevnosti a rozevření trhliny)

Po získání těchto výsledků lze přikročit k posouzení houževnatosti podle rovnic (44) a (45).

Tab. 26 Posouzení houževnatosti podle Model Code 2010

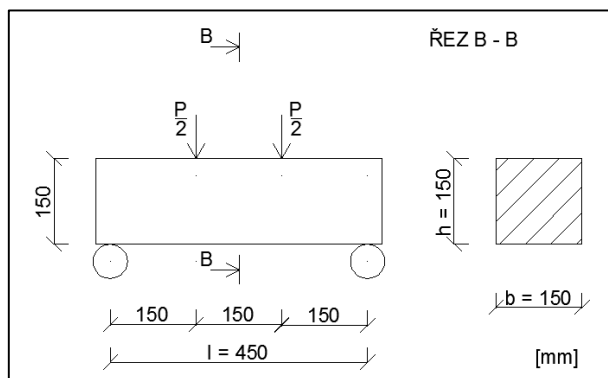
číslo zkoušky	projekt	pevnost v tahu za ohybu [Mpa]			posouzení houževnatosti podle Model Code 2010			
		f_{Lk}	f_{R1}	f_{R3}	f_{R1}/f_{Lk}	f_{R3}/f_{R1}	$f_{R1}/f_{Lk} > 0,4$	$f_{R3}/f_{R1} > 0,5$
1	Crossrail C121 (UK)	2,9	1,8	1,4	0,6	0,8	ano	ano
2		3,4	2,0	1,4	0,6	0,7	ano	ano
3	Metro v Doha v Kataru	3,9	2,1	1,5	0,5	0,7	ano	ano

Z výsledků je patrné, že zkoušené vláknobetonové vzorky vyhovují z hlediska dostatečné houževnatosti. Na uvedeném příkladu lze ukázat princip, který spočívá v posouzení sklonu křivek mezi jednotlivými body. Uvedené limitní hodnoty poměrů vlastně předepisují maximální pokles pevností mezi jednotlivými body. Při příliš velkém (skokovém) poklesu by výsledek zkoušky napovídal, že daný vzorek není dostatečně houževnatý a vzniká riziko křehkého lomu.

8.4.4. Zkouška čtyřbodovým ohybem bez vrubu

Opět jedná o metodu pro stanovení pevnosti v tahu za ohybu. O výsledky této zkoušky se opírá rakouská směrnice pro vláknobeton (Richtlinie Faserbeton). Tato směrnice předepisuje hodnoty pevností pro různé třídy vláknobetonu, ale vždy je třeba přepočítanou pevnost prokázat průkazní zkouškou čtyřbodovým ohybem.

Princip provedení zkoušky a vlastní měření je podobné jako u třibodového ohybu. Rozdílem je však to, že při této zkoušce není na vzorku zhotoven vrub a tudíž může první trhлина vzniknout kdekoliv mezi dvěma bodovými zatíženími (oblast s konstantním ohybovým momentem). Během této zkoušky se měří průhyb snímačem posunu uprostřed trámce. Uspořádání zkoušky je uvedeno na následujících obrázcích (Obr. 92 a Obr. 93).

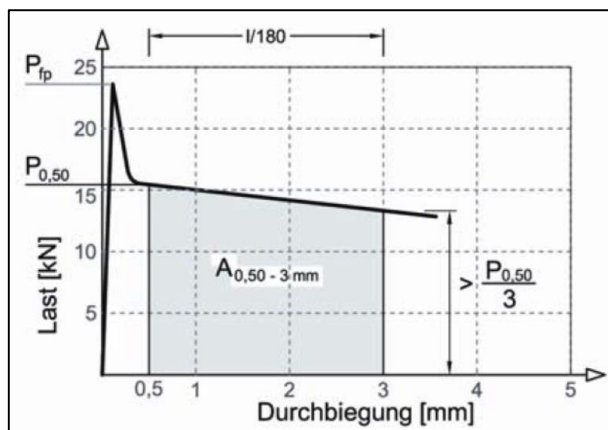


Obr. 92 Schéma uspořádání zkoušky čtyřbodovým ohybem podle rakouské směrnice pro vláknobeton (obrázek vychází ze zdroje [60])



Obr. 93 Zkouška čtyřbodovým ohybem trámcového zkušebního tělesa bez vrubu [4]

Výsledkem zkoušky je závislost zatížení na průhybu (Obr. 94).



Obr. 94 Vzorový výsledek zkoušky čtyřbodovým ohybem (závislost zatížení a průhybu) [60]

Podle rakouské směrnice pro vláknobeton (zdroj [60]) lze určit residuální pevnost v tahu za ohybu následujícím postupem. Nejprve je třeba určit průměrnou hodnotu ze sil mezi předepsanými průhyby od 0,5 do 3 mm.

$$P_{0,5-3\text{ mm}} = \frac{A_{0,50-3\text{ mm}}}{2,5} \quad (49)$$

$P_{0,5-3\text{ mm}}$ průměrná síla mezi předepsanými průhyby od 0,5 do 3 mm [kN]

$A_{0,50-3\text{ mm}}$ plocha pod křivkou mezi předepsanými průhyby od 0,5 do 3 mm [kN.mm]

Dále lze spočítat průměrnou pevnost v tahu za ohybu f_{eqmu} pomocí vztahu (50). Uvedený vzorec je odvozen v kapitole 8.4.5 v rovnici (55).

$$f_{eqmu} = \frac{P_{0,50-3\text{ mm}} \cdot l}{b \cdot h^2} \quad (50)$$

f_{eqmu} průměrná residuální pevnost v tahu za ohybu [MPa]

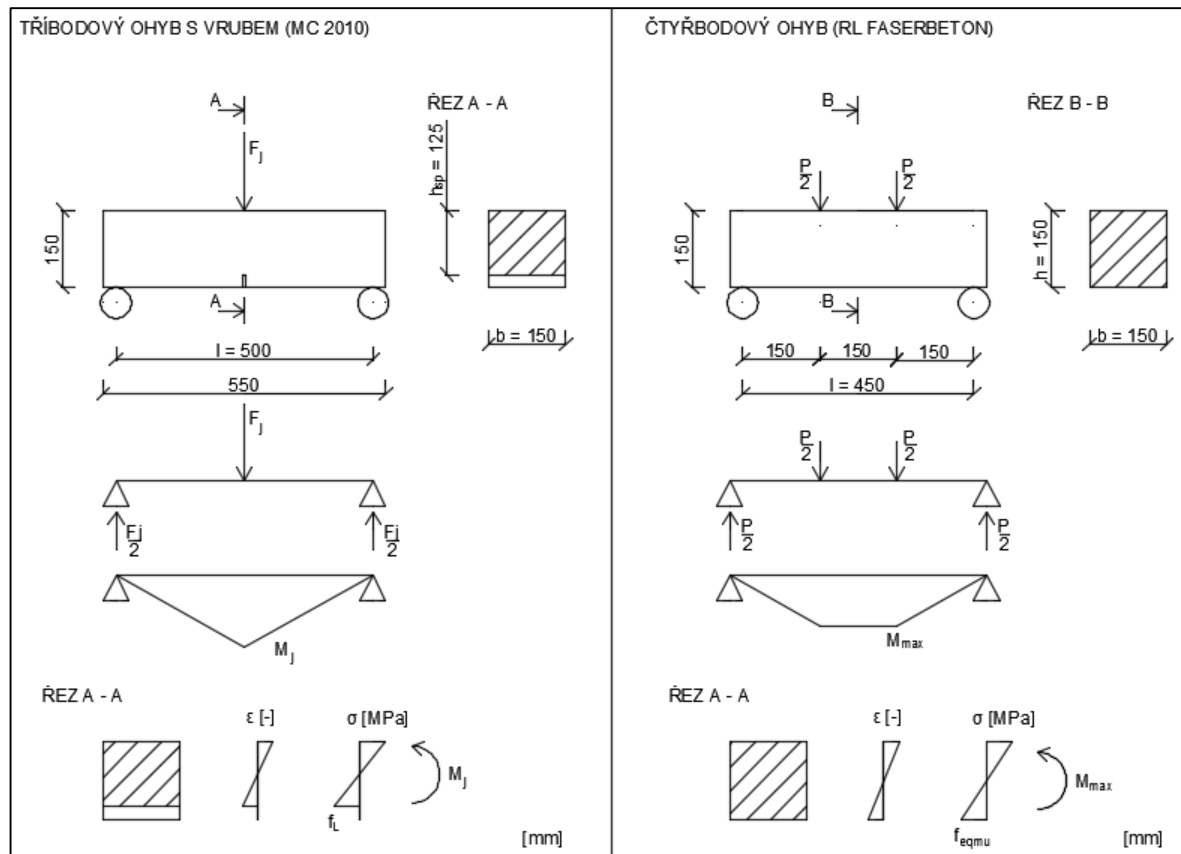
Nakonec je možné určit ekvivalentní charakteristickou hodnotu, která je předepsána třídou vláknobetonu (důležitý údaj pro posouzení v kapitole 9.3.2).

$$f_{eqku} = 0,51 \cdot f_{eqmu} \quad (51)$$

f_{eqku} ekvivalentní charakteristická residuální pevnost v tahu za ohybu [MPa]

8.4.5. Porovnání zkoušky třibodovým a čtyřbodovým ohybem

Na závěr této kapitoly je třeba se zamyslet nad zásadními rozdíly mezi zkouškou třibodovým a čtyřbodovým ohybem. Různé způsoby provádění průkazných zkoušek a jejich vyhodnocení mohou vést k rozdílným pevnostem vláknoconu v tahu za ohybu. Níže jsou uvedena schémata obou zkušebních metod a odvození výpočtu pevnosti v tahu za ohybu.



Obr. 95 Porovnání zkoušky třibodovým a čtyřbodovým ohybem

Třibodový ohyb (MC 2010, EN 14651)

$$M_j = \frac{F_j}{2} \cdot \frac{l}{2} = \frac{F_j \cdot l}{4} \quad (52)$$

M_j ohybový moment při zkoušce třibodovým ohybem pro CMOD_j [kNm]

F_j zatížení pro CMOD_j [kN]

$$f_j = \frac{M_j}{I_{sp}} \cdot \frac{h_{sp}}{2} = \frac{\frac{F_j \cdot l}{4}}{\frac{1}{12} \cdot b \cdot h_{sp}^3} \cdot \frac{h_{sp}}{2} = \frac{3 \cdot F_j \cdot l}{2 \cdot b \cdot h_{sp}^2} \quad (53)$$

$f_{R,j}$ pevnost v tahu za ohybu pro CMOD_j [MPa]

Čtyřbodový ohyb (Richtlinie Faserbeton)

$$M_{max} = \frac{P}{2} \cdot \frac{l}{3} = \frac{P \cdot l}{6} \quad (54)$$

M_{max} maximální ohybový moment při zkoušce čtyřbodovým ohybem [kNm]

$$f_{eqmu} = \frac{M_{max}}{I} \cdot \frac{h}{2} = \frac{\frac{P \cdot l}{6} \cdot h}{\frac{1}{12} b \cdot h^3 \cdot 2} = \frac{P \cdot l}{b \cdot h^2} \quad (55)$$

f_{eqmu} průměrná residuální pevnost v tahu za ohybu [MPa]

Za zásadní rozdíly lze považovat následující faktory:

- Prokazování pevnosti v tahu při užití lineárního chování průřezu se pouze částečně slučuje se skutečnou představou napětí v průřezu při tvorbě trhlin. [32]
- Metodika zkoušení tříbodovým ohybem s vytvořeným vrubem nezohledňuje případnou nehomogenitu vláknobetonu, tj. jednu z jeho důležitých vlastností [32]
- Naopak čtyřbodový ohyb dává prostor pro zohlednění případné nehomogenity vláknobetonu namáháním střední části konstantním ohybovým momentem. [32]

9. Návrh a posouzení vláknobetonového primárního ostění

Tak jako při každé jiné optimalizaci je nutno i zde hledat oporu v existujících normách, návrhových předpisech a směrnících, případně ve vyzkoušených postupech uplatněných na již dokončených (v tomto případě především zahraničních) stavbách. Problémem může být to, že technické normy, zvláště ty zaměřené na návrh konstrukcí, se pohybují na obecné rovině, ale zde se potýkáme se třemi specifiky – podmínkami podzemní stavby, stříkaným betonem a vyztužováním betonu pomocí vláken. [44]

V řadě států existují směrnice nebo doporučení, které sestavují odborné skupiny složené z expertů v dané oblasti a které danou problematiku podrobněji rozeberou na základě teorie a praktických zkušeností z předchozích projektů. Takovéto směrnice a doporučení nebývají většinou závazné, avšak jejich dodržování je možné dohodnout ve smlouvě o dílo. [44]

Dále existují předpisy velkých investorských organizací, které jsou obvykle součástí zadávacích a smluvních podmínek staveb připravovaných těmito organizacemi. Obdobný systém známe také v našich podmínkách, kde v tomto ohledu existují např. tzv. technické kvalitativní podmínky. Ty slouží zadavatelům infrastrukturních staveb financovaných z veřejných prostředků jako nástroj na kontrolu provádění staveb, technologických postupů, kvality a převzetí prací. Problémem může být, pokud specifický postup výstavby nebo konstrukční systém není v těchto předpisech obsažen. V takovém případě může být obtížné stavbu vůbec zadat a při kontrole jejího provádění může doslovné dodržování stávajících článků těchto předpisů paradoxně jít proti kvalitě stavby a ověřeným postupům provádění. Velmi potom záleží na tom, zda technický dozor investora upřednostní doslovné, i když v principu nevhodné, znění předpisů nebo zvolí flexibilnější postup. [44]

V následujících podkapitolách jsou uvedené způsoby, jak lze přistoupit k návrhu a posouzení stříkaného vláknobetonu v podzemním stavitelství.

9.1. Norská tunelovací metoda a stříkaný vláknobeton

Vůbec asi první oblastí, kde se stříkané vláknobetony začaly hojně používat pro konstrukci ostění při ražbách podzemních staveb je Skandinávie, kde převládá prostředí zdravých tvrdých skalních hornin, charakteristické dlouhou dobou stability výrubu bez zajištění a zmáhané obvykle ražbou „drill and blast“. Jako základní prvky vyztužení výrubu se zde navrhují svorníky a stříkaný beton, dříve vyztužený sítěmi, nyní obvykle ve formě vláknobetonu. Tyto prvky se většinou navrhují jako (či spíše považují za) trvalé a sekundární ostění, tak jak jej známe z našeho prostředí, se v těchto podmínkách nenavrhují. Přítoky podzemní vody jsou svedeny do podélného drenážního systému a „vnitřní“ ostění, pokud je použito, např. ve formě samonosné skládačky z prefabrikovaných dílců nebo plastové fólie na příhradových nosnících, slouží buď jako architektonický prvek nebo jako ochrana vozovky nebo kolejiště před kapající vodou bez další statické funkce. [44]

Norská tunelovací metoda (NMT – Norwegian Method of Tunnelling) je fenomén, který nepochybně existuje a který prodělal významný rozvoj. Jeho obsah je však třeba chápat ve smyslu širším, než jaký jsme zvyklí v tunelářské terminologii přisuzovat pojmu metoda. U NMT jde významově o víc, jedná se v podstatě o norskou tunelářskou školu, osobitý způsob „tunelování po norskou“. [22]

9.1.1. Základní aspekty NMT

Pro téměř všechny projekty a v nich zúčastněné firmy je v norském podzemním stavitelství charakteristický přístup, který respektuje a zahrnuje:

- výsledky výzkumu v oblasti inženýrské geologie i geofyziky a jejich využití v tunelářské klasifikaci, umožňující kvalitní predikci parametrů tunelování,
- výsledky numerického modelování,
- využití progresivních postupů, materiálů a zařízení při tunelování,
- zvláštnosti kontrakčních postupů.

Tyto aspekty lze označit za stěžejní zásady NMT, jimi by se ovšem norský přístup nikterak zvlášť neodlišoval od postupů, které se v posledních letech ve světě při tunelování obecně používají. [22]

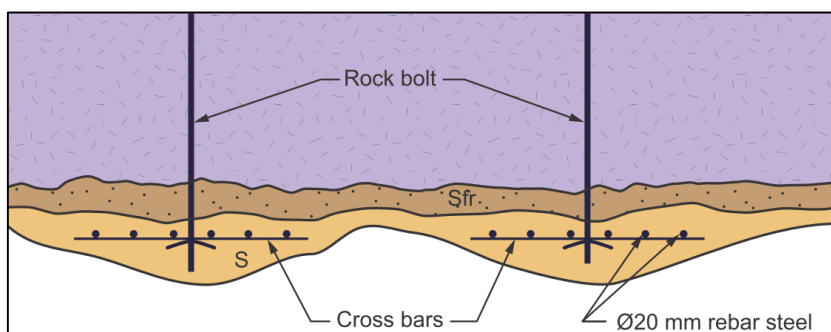
V detailnějším rozboru jsou však specifika NMT jasně patrná:

a) Kvalita horninového masivu se posuzuje na základě prestižního norského klasifikačního Q-systému (Burton):

- Metoda je typická pro použití v relativně pevných rozpukaných horninách, včetně rozsáhlejších poruchových zón,
- Ražba se provádí obvykle s využitím trhacích prací, plnoprofilových tunelovacích strojů, případně ručně v poruchových zónách.

b) Návrh vyztužení se provádí na také základě Q-systému:

- Převládajícím typem vyztužení je kotvení a stříkaný drátkobeton, vyráběný výhradně mokrým procesem,
- Výztužné sítě nejsou v současnosti již používány,
- Ocelové výztužné rámy nejsou užívány - v poruchových zónách se provádějí ve stříkaném betonu výztužná žebra z betonářské oceli (Obr. 96)



Obr. 96 Výztužná žebra se stříkaným vláknobetonem a kotvením (RRS – Reinforced Ribs of Sprayed Concrete) [13]

- Provizorní vyztužení je součástí definitivního ostění – nejčastěji je definitivní ostění tvořeno nástřikem další vrstvy drátkobetonu,
- Monitoring (observační měření) není průběžně prováděn a omezuje se pouze na kritické partie masivu.

Z uvedeného rozboru je zřejmé, že NMT představuje obsahově obecnější postup, který překrývá více tunelovacích systémů a nelze jí dost dobře v plné šíři srovnávat s Novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM). [22]

Jedině v případě, že z úvah vyloučíme ražbu pomocí plnoprofilových tunelovacích strojů a nevyztužené výrubu, lze obě metody porovnávat v oblasti prstencového systému ražení. Rozdílů pak není příliš mnoho, dva jsou však podstatné:

- Jako provizorní vyztužení při NMT používá kotvení a stříkaný vláknobeton, vyráběný mokřým procesem; dimenze ostění, stejně jako délka a rozteče kotev se určují na základě Q-systému; schopnost ostění přenášet horninový tlak není obvykle kontrolována konvergenčním měřením. [22]
- Definitivní ostění není separováno od ostění provizorního, naopak tvoří dohromady jeden celek, nastříkaný ze dvou vrstev vláknobetonu. [22]

Ať už je víceleté všeobecné zaujetí NRTM jakkoliv hluboké, nutno konstatovat, že ve vhodných podmínkách představují zásady NMT koneckonců pro návrh i vlastní provádění značné zjednodušení a jsou pravděpodobně jedním z dílčích předpokladů výkonnosti norského podzemního stavitelství. Jejich přiměřené aplikaci v příbuzných podmínkách není ani v naší tunelářské praxi nutné se bránit. [22]

9.1.2. Kvalita horninového masivu v norských geotechnických podmínkách

Tak jako u řady dalších moderních tunelářských klasifikací je pro norský přístup charakteristické ocenění kvality horninového masivu kvantitou – v daném případě hodnotou Q indexu. Q-systém je zaměřen především na predikci bezúhonného chování horninového masivu při tunelování (existuje diagram pro stanovení maximálního rozpětí nezajištěného výrubu) a predikci způsobu a dimenzí vyztužení. Tím se dost podstatně liší od postupu NRTM, při níž dimenze primárního ostění a okamžik realizace definitivního ostění je závislý na výsledcích observačních měření (v málo kvalitních měkkých horninách při větších rozměrech výrubu je ovšem tento postup oprávněný). [22]

Ve většině případů je všeobecně uznávané ocenění kvality horninového masivu a následný návrh vyztužení výrubu na základě Q-systému plně akceptován všemi účastníky výstavby, a to i v případech neočekávaných změn podmínek ražby. Tendrová dokumentace pokrývá podmínky předem zjevné, neočekávané podmínky zjištěné při realizaci a objektivizované na základě Q-systému, jsou obvykle bez problému odsou-

hlaseny všemi partnery. Že tento způsob dobře funguje, vyplývá z toho, že ani při obrovském objemu tunelářských prací prakticky neexistují v Norsku v této sféře právní spory. [22]

Při výstavbě nejnáročnějších typů podzemních staveb (kaverny, podmořské tunely) je predikce plynoucí z Q-systému obvykle doplňována dalšími postupy, které svou kvalitou odpovídají požadavkům investorů na vysokou úroveň projektu. [22]

Významná jsou jednak geofyzikální měření zejména seismickou tomografií, jejíž výsledky jsou opět využity v Q-systému na základě korelace mezi indexem Q a rychlostí šíření podélných seismických vln, jednak jsou stanovené predikce ověřovány velmi kvalitních numerickým modelováním. [22]

Odborníkům nejsou skryty problémy se stanovením velikosti a rozdělení horninových tlaků na tunelové ostění, zejména v rozpukaných horninových masivech. Geostatickou napjatost je nutno pokládat obecně za pouhou (sice snadno určitelnou), ale velmi nejistou aproximaci skutečného stavu. [22]

Určení vnitřních sil na základě i teoreticky renomovaných postupů je při nejistém zatížení a zcela nepravidelném skutečném průběhu střednice ostění ze stříkaného drátobetónu, závislém na nezaviněném i zaviněném nadvýrubu, opět pouhou nejistou aproximací. [22]

Z téhož důvodu i aplikace exaktních návrhových metod nemají splněny základní geometrické předpoklady pro stanovení působišť vnitřních sil v průřezech. [22]

Všechny tyto neurčitosti dosti často v souhrnu (ale i jednotlivě) přesahují i vyšší míru nepřesnosti všeobecně snesitelnou u statických výpočtů v geotechnice. [22]

Ze všech těchto důvodů je možnost inspirace Norskou metodou tunelování jako celkem, nebo jen jejími některými dílčími náležitostmi, nezanedbatelnou šancí pro rozvoj podzemního stavitelství v našich leckde příbuzných podmínkách. Základy jsou položeny klasifikací dle indexu QTS a nezadržitelným rozmachem nástřikových technologií v zajišťování podzemních výrubů. [22]

9.1.3. Q-systém

V roce 1974 představil Dr. Barton s kolektivem z Norského geotechnického institutu (NGI) převratný návrh ostění podzemních staveb zvaný Q-systém, založený na indexové klasifikaci horninového masivu (hodnotou Q) a zpětné analýze řady provedených staveb. Návrhový nomogram Q-systému umožňuje pro známou kvalitu horninového masivu Q, známý rozhodující rozměr výrubu a třídu významu konstrukce určit požadovanou délku svorníků, jejich hustotu a požadovanou tloušťku stříkaného betonu. [44]

Poslední edice Q-systému z roku 2013 (zdroj [13]) je již založena na použití stříkaného vláknobetonu. Kromě tloušťky vrstvy je zde rozlišena i houževnatost betonu a to pomocí požadované absorpce energie (třídy E500J, E700J a E1000J) zkoušené podle pokynů příručky č. 7-2011 Norské betonářské asociace (zdroj [14], popis zmiňované zkoušky lze nalézt v kapitole 8.4.1). Vyšší třída houževnatosti je požadována pro masiv nižší kvality v návaznosti na očekávané výraznější deformace výrubu, které ostění ze stříkaného betonu musí přenést. Tento přístup umožňuje použití jak ocelových, tak polymerových výztužných vláken, přičemž jako výhoda polymerových vláken je uváděna jejich nekorozivní povaha. [44]

Q-systém se využívá pro návrh ostění při ražbách metodou „Drill and Blast“ v kvalitních skalních horninách v celé Skandinávii a také v dalších zemích s podobným geologickým prostředím, např. v Hong Kongu. Avšak použití této metodiky může být problematické, jsou-li výraznější úseky ražby prováděny v masivu nižší kvality (např. $Q < 1$). [44]

Na Obr. 97 je uvedený diagram pro návrh vyztužení výrubu na základě kvality horninového masivu (horní vodorovná osa). Hodnota indexu Q na spodní vodorovné ose se určí na základě empirického systému s pěti parametry a zatřídění horniny indexem RQD. Všechny parametry jsou vyjádřeny počtem klasifikačních bodů, jejich dosazením do následující rovnice dostáváme hodnotu indexu Q. [3]

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (56)$$

Q kvalita horninového masivu [-]

RQD kvalita jádrového vrtu [-]

J_r drsnost puklin [-]

J_w vodní tlak [-]

9. Návrh a posouzení vláknobetonového primárního ostění

J_n počet puklinových systémů [-]

J_a zvětrání ploch diskontinuity či výplní [-]

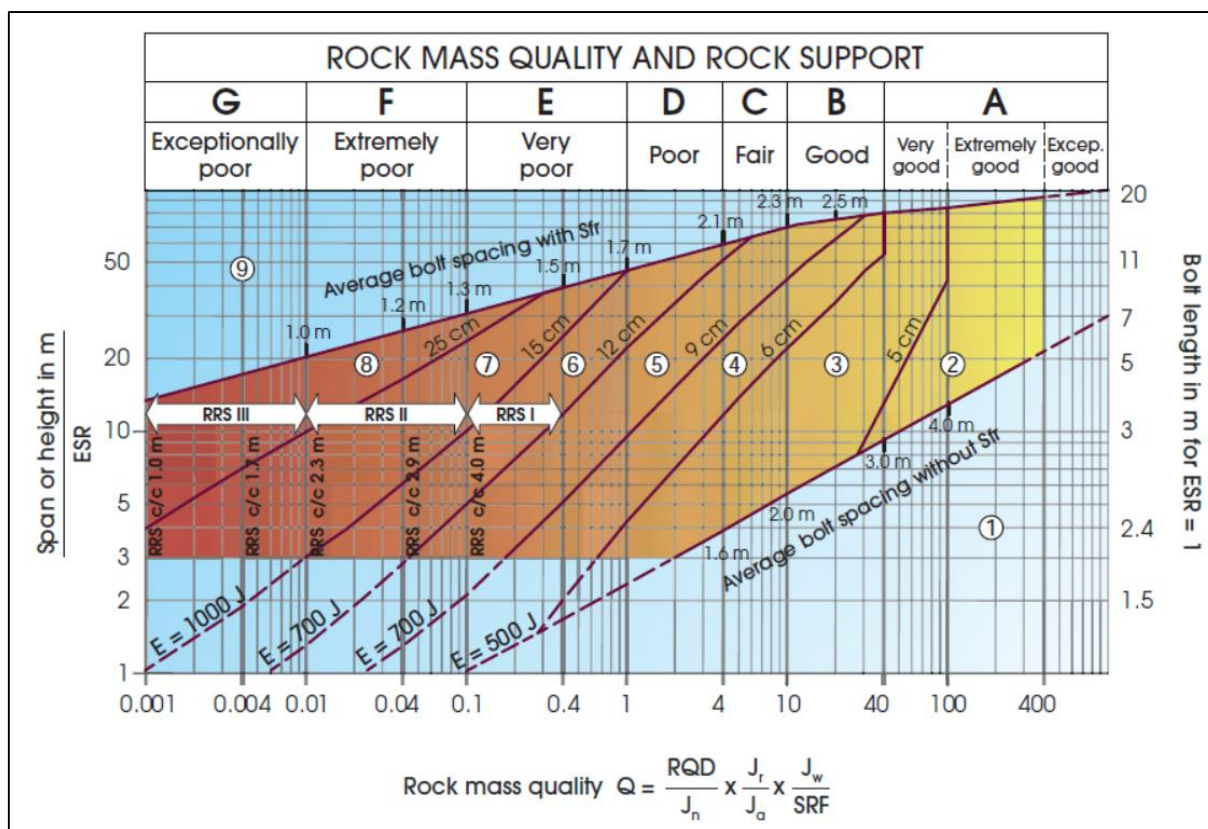
SRF podmínky původní napjatosti horninového masivu [-]

Fyzikální význam poměrů je následující:

$\frac{RQD}{J_n}$ popisuje velikost horninových bloků [-]

$\frac{J_r}{J_a}$ popisuje drsnost a stupeň porušení stěn puklin, případně výplň [-]

$\frac{J_w}{SRF}$ obsahuje parametry napjatosti horninového masivu [-]



Obr. 97 Diagram pro návrh vyztužení výrubu na základě kvality horninového masivu (c/c - rozestupy výztužných žebér RRS) [13]

V uvedeném diagramu figuruje také parametr ESR, který zohledňuje účel podzemní stavby (na pravé svislé ose diagramu ovlivňuje návrh délky svorníků). Z tohoto parametru (ESR) a rozpětí nebo výšky výrubu v metrech („span or height in m“) lze určit tzv. ekvivalentní rozměr L, který se nachází na levé svislé ose diagramu.

9. Návrh a posouzení vláknobetonového primárního ostění

$$L = \frac{\text{rozpětí nebo výška [m]}}{ESR} \quad (57)$$

L ekvivalentní rozměr [m]

Vlastní parametr ESR se určí lze určit na základě následující tabulky (Tab. 27).

Tab. 27 Stanovení ESR (účel stavby a její společenský význam) [3, 13]

Druh podzemního díla		ESR
A	Dočasná důlní díla	3 - 5
B	Svislé šachty - kruhové	2,5
	Svislé šachty - obdelníkové	2,0
C	Trvalá důlní díla, tlakové vodní štoly, průzkumné štoly	1,6
D	Podzemní zásobníky, čistírny odpadních vod, menší silniční tunely, přístupové tunely	1,3
E	Hydrocentrály, portály, křížení tunelů, velké silniční tunely, díla civilní ochrany	1,0
F	Atomové elektrárny, stanice metra, továrny	0,8
G	Velmi důležité podzemní díla s dlouhou životností (například 100 let) nebo bez přístupu pro údržbu	0,5

Výsledkem zatřídění horninového masivu a podzemního díla do diagramu (Obr. 97) je kategorie vyztužení výrubu 1 – 9 (případně i rozestupy a typ výztužných žebér RRS I - III). Kategorie vyztužení výrubu jsou uvedené v Tab. 28. Dále z digramu vyplývá délka a vzájemná vzdálenost svorníků (rastr).

Tab. 28 Kategorie vyztužení výrubu na základě kvality horninového masivu, rozpětí a ESR [13]

Návrh vyztužení výrubu na základě kvality horninového masivu, rozpětí a ESR	
Kategorie	prvky vyztužení výrubu
1	nevyztužený výrub nebo nahodilé kotvení
2	nahodilé kotvení, stříkaný beton (SB)
3	systematické kotvení (B), stříkaný vláknobeton, tl. 5 - 6 cm (Sfr)
4	stříkaný vláknobeton a kotvení, tl. 6 - 9 cm (Sfr E500 + B)
5	stříkaný vláknobeton a kotvení, tl. 9 - 12 cm (Sfr E700 + B)
6	stříkaný vláknobeton a kotvení, tl. 12 - 15 cm (Sfr E700), výztužná žebra se stříkaným vláknobetonem a kotvením (RRS I + B)
7	stříkaný vláknobeton, tl. >15 cm (Sfr E1000), výztužná žebra se stříkaným betonem a kotvením (RRS II + B)
8	segmentové ostění (CCA) nebo stříkaný vláknobeton (Sfr E1000) s výztužnými žebry a kotvením (RRS III + B)
9	speciálně dimenzováno

Jak již bylo zmíněno, tak kromě tloušťky stříkaného vláknobetonu tabulka také předepisuje jeho houževnatost.

Parametry výztužných žebor RRS I – III jsou uvedeny v následující tabulce (Tab. 29).

Tab. 29 Parametry výztužných žebor se stříkaným vláknobetonem a kotvením (Si – jedna vrstva s 6 výztužnými pruty, D – dvě vrstvy výztužných prutů) [13]

Výztužná žebra se stříkaným vláknobetonem a kotvením (RRS)	
symbol	rozměry výztužného žebra
I	Si30/6 Ø16 - Ø20 (rozpětí 10 m)
	D40/6+2 Ø16 - Ø20 (rozpětí 20 m)
II	Si35/6 Ø16 - Ø20 (rozpětí 5 m)
	D45/6+2 Ø16 - Ø20 (rozpětí 10 m)
	D55/6+4 Ø20 (rozpětí 20 m)
III	D40/6+4 Ø16 - Ø20 (rozpětí 5 m)
	D55/6+4 Ø20 (rozpětí 10 m)
	D70/6+4 Ø20 (rozpětí 20 m)

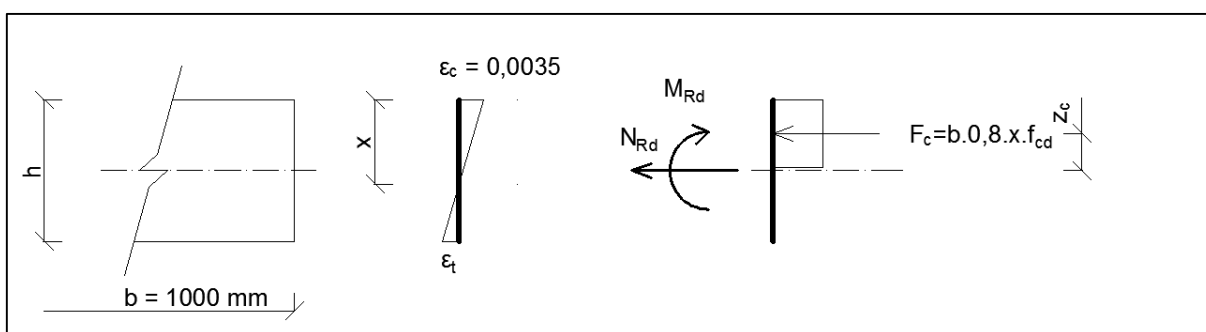
Využití návrhu vyztužení výrubu na základě Q-systému společně s výsledky zkoušky na kruhovém panelu lze ukázat na projektu tunelu Joberg (Norsko), kde byly předepsány dvě třídy houževnatosti stříkaného drátkobetonu. Konkrétně se jedná o třídy **E700** a **E1000**. To znamená, že použitá drátkobetonová směs musí při průkazní zkoušce vykazovat vyšší hodnoty než 700 J (resp. 1000 J). Ve zmíněném projektu těchto hodnot dosahovaly směsi s dávkováním drátků **25 – 30 kg/m³** pro třídu E700 a **35 – 40 kg/m³** pro E1000. Uvedené údaje byly poskytnuty společností Metrostav a.s. Při samotné ražbě se v Norsku používá několik technologických tříd, ve kterých se kromě třídy houževnatosti také mění způsob zajištění výrubu (Tab. 30).

Tab. 30 Prvky zajištění výrubu v závislosti na technologické třídě v norských podmínkách [63]

Geotechnické podmínky	Q - index	technologická třída	prvky zajištění výrubu
A/B	10 - 100	I	nahodilé kotvení SB, B35 E700 , tl. 80 mm (2 m nad vozovkou)
C	4 - 10	II	systematické kotvení (c/c 2,0 m), mechanicky upínané kotvy, následně injektované SB, B35 E700 , tl. 80 mm (až po úroveň vozovky)
D	1 - 4	III	systematické kotvení (c/c 1,5 m), mechanicky upínané kotvy, následně injektované SB, B35 E1000 , tl. 100 mm nebo více
E	0,1 - 1	IV	jehlování při $Q < 0,2$, Ø25 mm, max. c/c 300 mm SB B35 E1000 , tl. 150 mm systematické kotvení (c/c 1,5 m), mechanicky upínané kotvy, následně injektované vyztužené oblouky se SB při $Q < 0,2$, rozměry oblouku E30/6, výztuž Ø20 mm, c/c 2 - 3 m, oblouky systematicky zakotveny c/c 1,5 m kotvami délky 3 - 4 m zvážít betonáž dna
F	0,01 - 0,1	V	jehlování c/c 200 - 300 mm, Ø32 mm nebo samozávrtnými kotvami SB B35 E1000 , tl. 150 - 250 mm systematické kotvení (c/c 1,5 m), mechanicky upínané kotvy, následně injektované vyztužené oblouky ze SB, rozměry oblouku D60/6+4, výztuž Ø20 mm, c/c 1,5 - 2 m, oblouky systematicky zakotveny c/c 1,0 m kotvami délky 3 - 6 m dno z vyztuženého betonu, vzepětí klenby min 10 % šířky tunelu
G	< 0,01	VI	speciálně dimenzováno

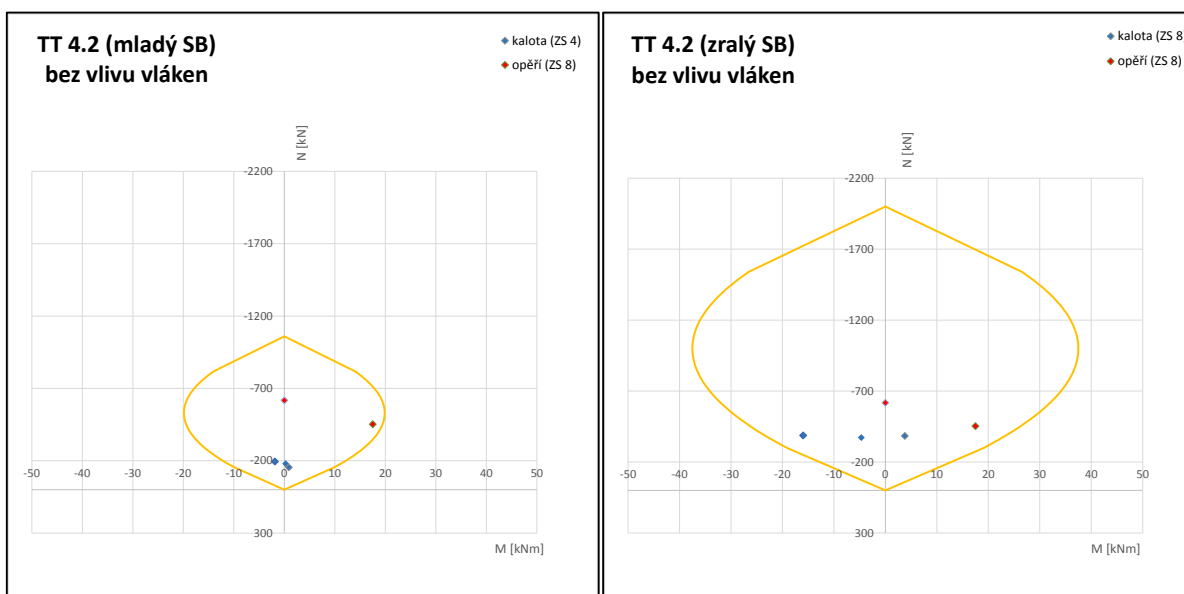
9.2. Posouzení únosnosti – bez zohlednění vlivu vláken

V kapitole 7 je uvedeno posouzení průřezu s prutovou výztuží podle EC 2. Prvním krokem před návrhem a posouzením vláknobetonového ostění bylo zamyslet se nad vlivem navržené prutové výztuže na únosnost, to znamená posoudit primární ostění bez vlivu vyztužení. Níže je uvedený ilustrační obrázek (Obr. 98), který ukazuje, že princip je stále stejný jako v kapitole 7. Rozdíl spočívá ve vypuštění tahového a tlakového působení prutové výztuže. Současně také zatím není uvažován vliv taženého vláknobetonu.



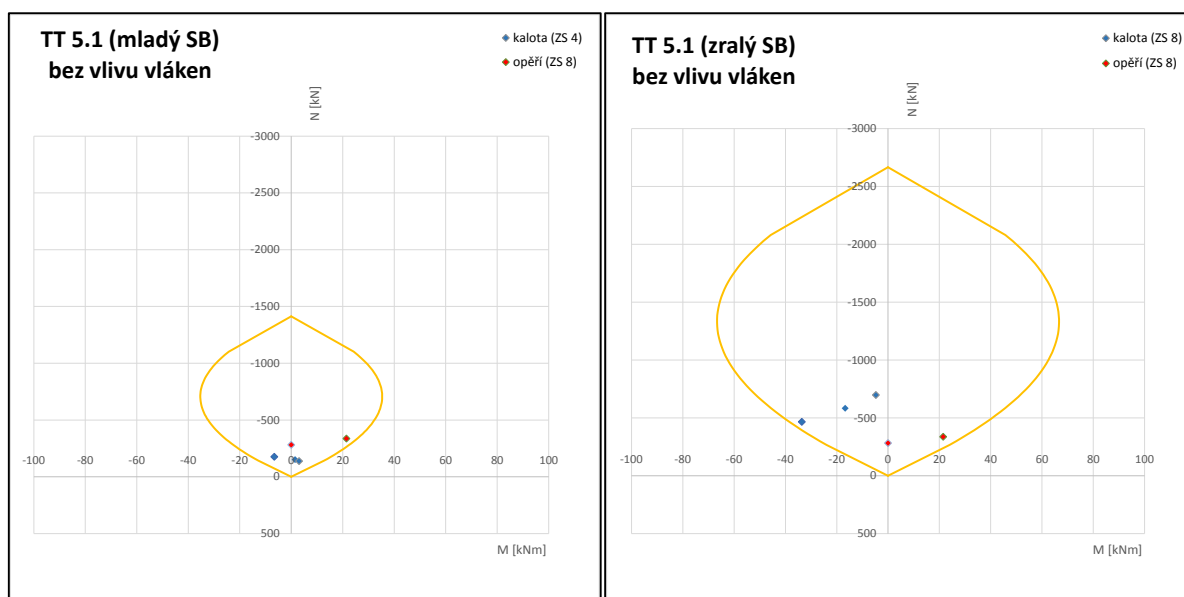
Obr. 98 Podmínka rovnováhy na průřezu pro výpočet únosnosti bez uvažování vlivu vláken

Níže jsou uvedené sestrojené interakční diagramy bez vlivu vláken na únosnost. Podrobnější data k uvedeným diagramům lze nalézt v přílohové části 6 (vstupní parametry výpočtu a hodnoty vnitřních sil v posuzovaných zatěžovacích stavech).

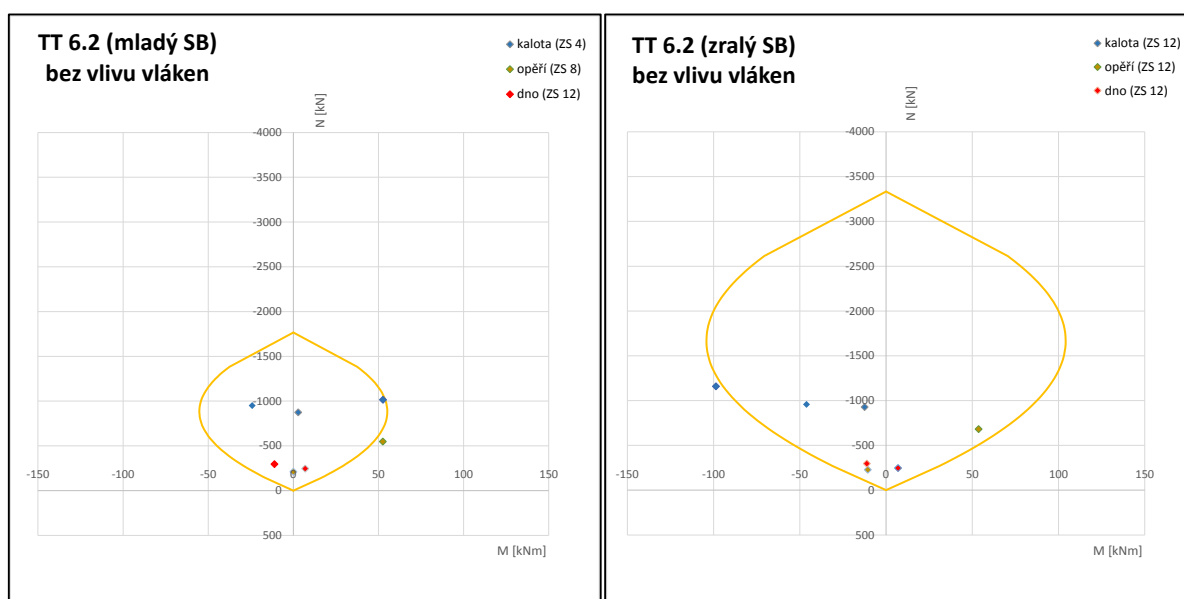


Obr. 99 Posouzení únosnosti průřezu primárního ostění TT 4.2 na interakci normálové síly a ohybového momentu (bez vlivu vláken)

9. Návrh a posouzení vláknobetonového primárního ostění



Obr. 100 Posouzení únosnosti průřezu primárního ostění TT 5.1 na interakci normálové síly a ohybového momentu (bez vlivu vláken)



Obr. 101 Posouzení únosnosti průřezu primárního ostění TT 6.2 na interakci normálové síly a ohybového momentu (bez vlivu vláken)

Z uvedených výsledků je zřejmé, že primární ostění technologických tříd 4.2 a 5.1 vyhovuje z hlediska únosnosti i bez uvažování příznivého vlivu vyztužení. Únosnost navrženého ostění třídy 6.2 bez zohlednění vlivu vláken nevyhovuje (Obr. 101), proto bylo třeba, pro prokázání bezpečného návrhu, připočítat vliv taženého vláknobetonu.

Dalším důležitým hlediskem je minimální tažnost konstrukce. Prostý beton se na rozdíl od vyztuženého chová křehce, a proto je třeba prokázat dostatečnou houževnatost navrhované konstrukce. Houževnaté chování vláknobetonu lze prokázat několika způsoby (například zkouškou energetické absorpce – viz kapitola 8.4).

Dále jsou uvedené dva způsoby, jak lze zohlednit tahové působení vláknobetonu na únosnost průřezu (jedná se o doplňující postupy podle zahraničních zdrojů).

9.3. Posouzení únosnosti – se zohledněním vlivu vláken

Stavební smlouvy v dnešní době obvykle vyžadují návrh a provedení podle platných norem. V případě projektu v našich podmínkách to znamená návrh podle Eurokódu. Avšak základní norma pro navrhování betonových konstrukcí (EC 2), nedává žádnou oporu pro dimenzování vláknobetonu. Tuto situaci lze řešit pomocí doplňujících postupů, které Eurokód připouští. [44]

EC 0 (Zásady navrhování konstrukcí) čl. 1.3 stanovuje, že návrh podle Eurokódu musí splnit jak zásady, tak také aplikační pravidla (EC 0 čl. 1.4 (5)). Zásady v těchto normách zahrnují obecná ustanovení, definice a další požadavky, k nimž není dovolena žádná alternativa. Naproti tomu aplikační pravidla jsou pouze obecně uznávané postupy, které jsou ve shodě se zásadami a splňují jejich požadavky. Podle EC 0 čl. 1.4 (5) je možné aplikační pravidla nahradit **alternativními (doplňujícími) postupy**. V takovém případě se však nejedná plně o návrh podle Eurokódu, ale o návrh podle principů Eurokódu. Dále je nezbytné, aby tato alternativní pravidla byla ve shodě s příslušnými zásadami Eurokódu a zaručily stejnou bezpečnost, použitelnost a trvanlivost navrhované konstrukce. [44, 53]

Ve druhé kapitole EC 0 lze nalézt základní požadavky na konstrukce. Navržená konstrukce musí přenést veškerá zatížení ve smyslu únosnosti a použitelnosti a to při úrovni spolehlivosti, která je definovaná v přílohách B a C uvedené normy (jedná se o přílohy v souvislosti se spolehlivostí staveb a zásadami pro navrhování metodou dílčích součinitelů). Dále musí konstrukce zůstat dostatečně trvanlivá po dobu návrhové životnosti. [44, 53]

Pro provedení návrh vláknobetonového ostění je v EC 0 klíčový článek 1.1 (3), který specifikuje, že tato norma je platná také pro návrh konstrukcí z materiálů, které nejsou pokryty v EC 1 až EC 9. [44, 53]

Lze předpokládat, že vláknobetonová podstata konstrukce nemá vliv na stanovení zatížení nebo jeho účinků na konstrukci, a tudíž že tato strana rovnice spolehlivosti zůstává nezměněna ve srovnání se stříkaným betonem vyztuženým sítěmi. Rozdíl je v odporu materiálu proti účinkům zatížení. Zde je nutno přistoupit k návrhu pomocí zkoušek ve smyslu EC 2 čl. 5.2 přičemž charakteristické parametry vláknobetonu je nutno stanovit s úrovní spolehlivosti korespondující s EC 2 (prakticky to znamená přepočítat průměrné hodnoty parametrů změřených ze zkoušek na charakteristické hodnoty pro další výpočty spojené s posouzením). Pak je možné využít principů návrhu dle mezních stavů ve smyslu EC 2 včetně stejných součinitelů spolehlivosti. Základní parametr vláknobetonu, který je nutné stanovit zkouškami, je pevnost v tahu za ohybu. Pevnost v tahu za ohybu je možné stanovit zkouškami tříbodovým a čtyřbodovým ohybem (viz kapitola 8.4). [44]

Pro vláknobeton je klíčové ověření minimálního stupně vyztužení (EC 2 podkapitola 9.2.1.1). To definuje rozhraní mezi křehkým chováním prostého betonu a houževnatým chováním betonu vyztuženého. Základním motivem použití výztuže z vláken je totiž posouzení betonového prvku bez betonářské výztuže podle pravidel platných pro železobeton. Podle EC 2 (kapitola 12) je možné navrhovat konstrukce z prostého a slabě vyztuženého betonu (v tomto případě se jedná o vláknobeton), ale zmiňovaný EC 2 již nespecifikuje jakým způsobem k posouzení dostatečné houževnatosti a únosnosti navržené konstrukce přistoupit. Jak je ukázáno v dalších kapitolách, tak při praktických omezeních v dávkování výztuže z vláken do stříkaného vláknobetonu podzemních staveb je vliv vláken na únosnost v tlaku za ohybu relativně malý. Možnost klasifikovat vláknobetonový prvek jako „vyztužený“ má tedy pro stanovení únosnosti podle principů EC 2 větší význam, než absolutní hodnota reziduální tahové pevnosti. Substituci kontroly minimálního stupně vyztužení dle EC 2 je pro vláknobeton možné uskutečnit pomocí ověření minimální tažnosti podle mezinárodního předpisu Model Code 2010 (zdroje [58] a [59]), který specifikuje minimální poměry vrcholové pevnosti a reziduálních pevností.

Samotné posouzení únosnosti je provedeno podle principů EC 2 doplněných postupy nejprve podle Model Code 2010 a následně pro porovnání podle rakouské směrnice pro vláknobeton (Richtlinie Faserbeton). [44]

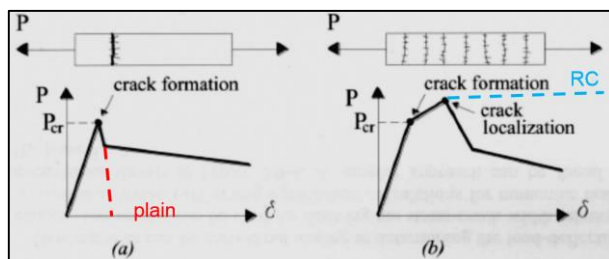
9.3.1. Doplnující postupy podle Model Code 2010

EC 2 podle kapitoly 12 umožňuje navrhovat konstrukce z prostého a slabě vyztuženého betonu, ale již nespecifikuje jakým způsobem při posouzení postupovat. Z tohoto důvodu bylo třeba využít doplňující postupy, které vychází ze zahraničního předpisu Model Code 2010 (obě jeho části jsou uvedeny jako zdroje [58] a [59]).

Pevnost betonu v tlaku lze určit podle EC 2 shodně s kapitolou 7.1 na základě předepsané pevnostní třídy (vlákna vlastnosti betonu v tlaku nijak zásadně neovlivňují).

Pro zohlednění příznivého působení vláknobetonu v tahu za ohybu bylo třeba využít zásady mezinárodního předpisu Model Code 2010. Podle tohoto předpisu hlavní výhoda vláknobetonu spočívá v tom, že vzniklý kompozitní materiál má po vzniku makrotrhliny určitou residuální pevnost v tahu (na rozdíl od prostého betonu).

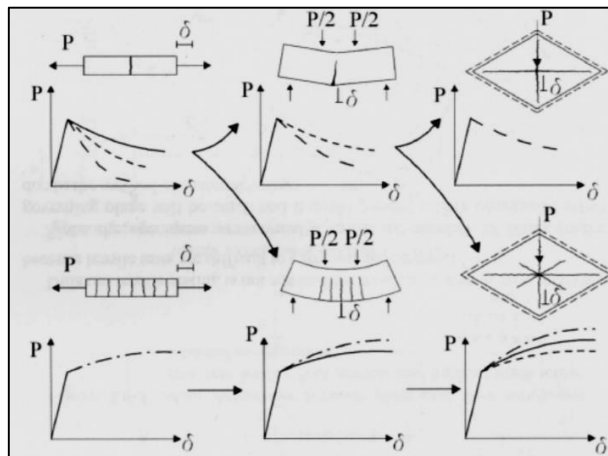
Z uvedeného předpisu dále vyplývá, že vlákna v betonové směsi mohou ovlivňovat mechanické vlastnosti výsledného vláknobetonu různým způsobem (podle typu vláken, dávkování, soudržnosti vláken s cementovou matricí a dalších faktorech). Na Obr. 102 jsou uvedené dva zásadní typy chování vláknobetonu po vzniku makrotrhliny (se změkčením a se zpevněním). Obrázek současně obsahuje i barevné přerušované křivky, které naznačují rozdíl mezi chováním prostého betonu („plain“), vláknobetonu a betonu vyztuženého prutovou výztuží („RC“).



Obr. 102 Pracovní diagramy vláknobetonu v prostém tahu (po vzniku makrotrhliny rozeznáváme přetváření se změkčením (a) nebo zpevněním (b) v závislosti na konkrétní použité vláknobetonové směsi) [34]

Jak je vidět, tak vláknobeton je v obou uvedených příkladech schopen přenášet určité residuální tahové napětí po vzniku makrotrhliny, ale zásadním rozdílem je postup rozevírání trhlin při zatěžování. V prvním případě vzniká jedna velká trhlina a vláknobeton se svým chováním nebezpečně blíží prostému betonu.

Naopak v druhém případě je patrné postupné rozevírání trhlin, což se blíží požadovanému chování betonu s prutovou výztuží („RC“). Pro další způsoby namáhání je tento rozdíl patrný z následujícího obrázku (Obr. 103).



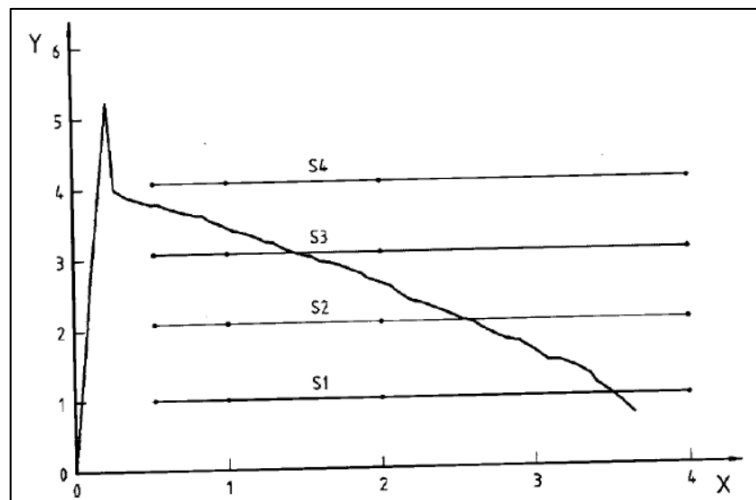
Obr. 103 Hlavní rozdíly v chování materiálu se změkčením a zpevněním (v tahu, v tahu za ohybu na nosníku a na desce) [58]

Z výše uvedených důvodů vyplývá dříve předdesílaná skutečnost, že vláknobetonové vzorky zdaleka nelze hodnotit pouze podle jedné materiálové charakteristiky (například vrcholová nebo residuální pevnost v tahu za ohybu). Důležitý je celý výsledek zatěžovací zkoušky (pracovní diagram), aby bylo možné posoudit také dostatečnou houževnatost konstrukce (viz kapitola 8.4.3).

Pro vlastní posouzení únosnosti bylo třeba předepsat třídu stříkaného vláknobetonu (respektive residuální tahovou pevnost v tahu za ohybu, která vstupuje do dalších výpočtů). Podle ČSN EN 14487-1 (norma pro stříkaný beton) lze charakterizovat vláknobeton pomocí tříd zbytkové pevnosti. Klasifikace zbytkové pevnosti specifikuje úroveň pevnosti v tahu za ohybu při určitém rozsahu deformace podle Tab. 31. Třídy vláknobetonu jsou označovány kombinací symbolů pro specifikovaný rozsah deformace a úroveň pevnosti. Například třída D2S2 znamená, že změřená zbytková pevnost vzorku musí přesahovat 2 MPa při průhybu od 0,5 do 2 mm (Obr. 104).

Tab. 31 Definice tříd zbytkové pevnosti [49]

Rozsah deformace		Úroveň pevnosti (minimální pevnost, MPa)			
	Průhyb mm	S1	S2	S3	S4
D1	0,5 až 1	1	2	3	4
D2	0,5 až 2				
D3	0,5 až 4				



Obr. 104 Typická křivka napětí - deformace pro trámec z betonu vyztuženého vlákny (X - deformace trámce v mm, Y - zbytkové napětí v MPa) [49]

Pro potřeby předkládané diplomové práce bylo třeba předepsat třídu vláknobetonu na základě dostupných dat z jiných projektů, kde byl vláknobeton použit. Jinými slovy bylo nutné specifikovat, jakých residuálních tahových pevností může dosahovat skutečně realizovaný stříkaný vláknobeton při běžném dávkování vláken.

V kapitole 8.4.3 jsou uvedeny výsledky zkoušek, které byly poskytnuty ze zahraničních projektů (Crossrail a metro v Kataru). Jedná se o vláknobetonové směsi, ze kterých bylo realizováno primární ostění několikakilometrových tunelů.

Na základě dostupných dat a na základě normy pro stříkaný beton ČSN EN 14487-1 byla předepsána třída vláknobetonu **C 20/25 D1S2,0 D3S1,5**.

Z uvedené třídy vyplývá průměrná nejnižší residuální tahová pevnost 1,5 MPa při průhybu od 0,5 do 4 mm (konzervativní přístup). Tuto pevnost by bylo v případě skutečného návrhu třeba ověřit průkazní zkouškou na stavbě tříbodovým ohybem podle EN 14651 pro konkrétní směs navrženou betonárkou před vlastní realizací.

Podle normy pro stříkaný beton – kontrola výroby (ČSN EN 14487-1, uvedena jako zdroj [49]) je dosaženo shody, když průměrná hodnota residuální pevnosti v tahu za ohybu získaná ze tří zkušebních vzorků splňuje požadavek pro předepsanou třídu. Zároveň platí, že žádný výsledek jednotlivé zkoušky nesmí v jakémkoliv bodě vykazovat residuální napětí, které je nižší než 10 % napětí odpovídající mezi specifikované třídy pevnosti. [49]

Dále pokračuje určení návrhové hodnoty, kterou je již možné použít pro vlastní posouzení. Předepsaná hodnota průměrné residuální pevnosti v tahu za ohybu je v uvedeném příkladu 1,5 MPa.

$$f_{fctm,fl} = 1,50 \text{ MPa} \quad (58)$$

$f_{fctm,fl}$ průměrná residuální pevnost v tahu za ohybu [MPa]

Z průměrné hodnoty je dále možné určit charakteristickou hodnotu podle následujícího vztahu.

$$f_{fctk,fl} = 0,7 \cdot f_{fctm,fl} = 0,7 \cdot 1,50 = 1,05 \text{ MPa} \quad (59)$$

$f_{fctk,fl}$ charakteristická residuální pevnost v tahu za ohybu [MPa]

Dalším krokem je určení návrhové hodnoty a součinitele velikosti průřezu („size factor“). Součinitel velikosti průřezu zohledňuje rozdíl v chování průřezu zkušebního trémcového tělesa (kapitola 8.4.3) oproti chování průřezu navrhované konstrukce odlišné tloušťky. Uvedený vzorec platí pro rozsah tloušťky navrhovaného průřezu od 12,5 do 60 cm, což posuzované ostění navržených technologických tříd splňuje.

$$\kappa_h = 1,0 - 0,6 \cdot \frac{h-12,5}{47,5} \quad (60)$$

κ_h součinitel velikosti průřezu [-]

$$f_{fctd,fl} = \frac{f_{fctk,fl}}{\gamma} \cdot \kappa_h \quad (61)$$

$f_{fctd,fl}$ návrhová residuální pevnost v tahu za ohybu [MPa]

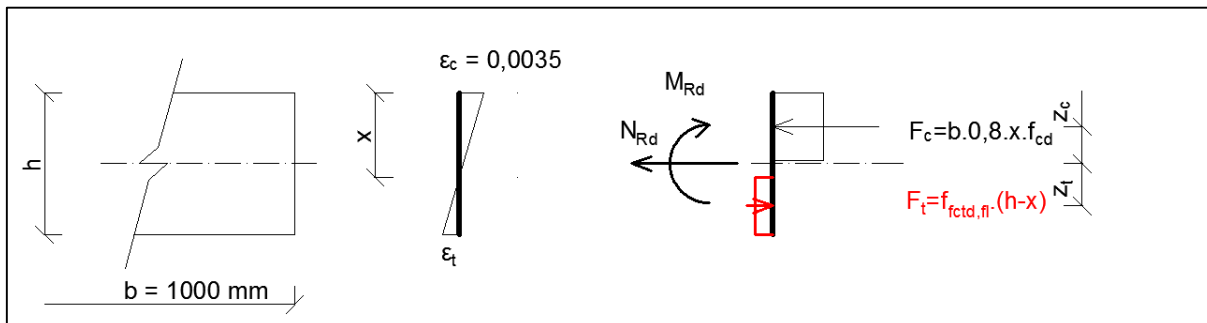
γ dílčí součinitel bezpečnosti [-]

Tab. 32 Výpočet návrhových hodnot pevností v tahu za ohybu pro posuzované technologické třídy

TT	$f_{fctm,fl}$	$f_{fctk,fl}$	h	κ_h	γ	$f_{fctd,fl}$
	[MPa]		[cm]	[-]	[-]	[MPa]
4.2	1,50	1,05	15	0,97	1,50	0,68
5.1			20	0,91		0,63
6.2			25	0,84		0,59

Takto získané návrhové hodnoty residuální pevnosti v tahu za ohybu lze použít pro sestavení interakčních diagramů a následné posouzení únosnosti průřezů. Podrobný

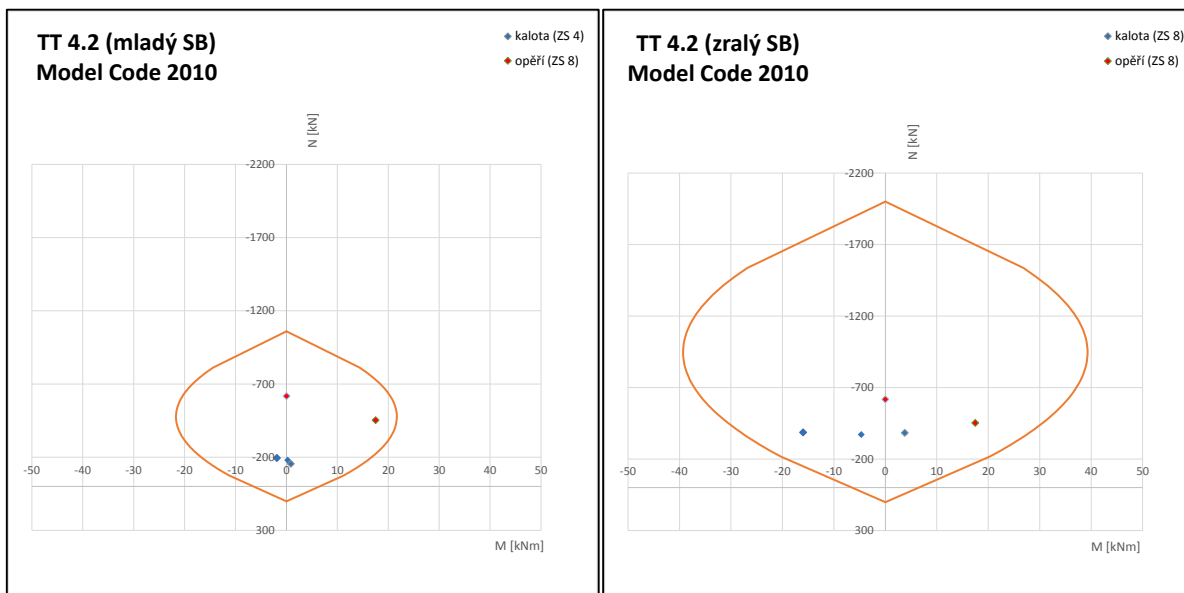
postup pro sestrojení interakčních diagramů je uveden v kapitole 7.2. Zásadním rozdílem v této kapitole je to, že podmínky rovnováhy v sobě již nezahrnují působení prutové výztuže, ale naopak do výpočtu vstupuje tahové působení vláknobetonu.



Obr. 105 Zavedení působení vláknobetonu v tahu do podmínky rovnováhy v průřezu

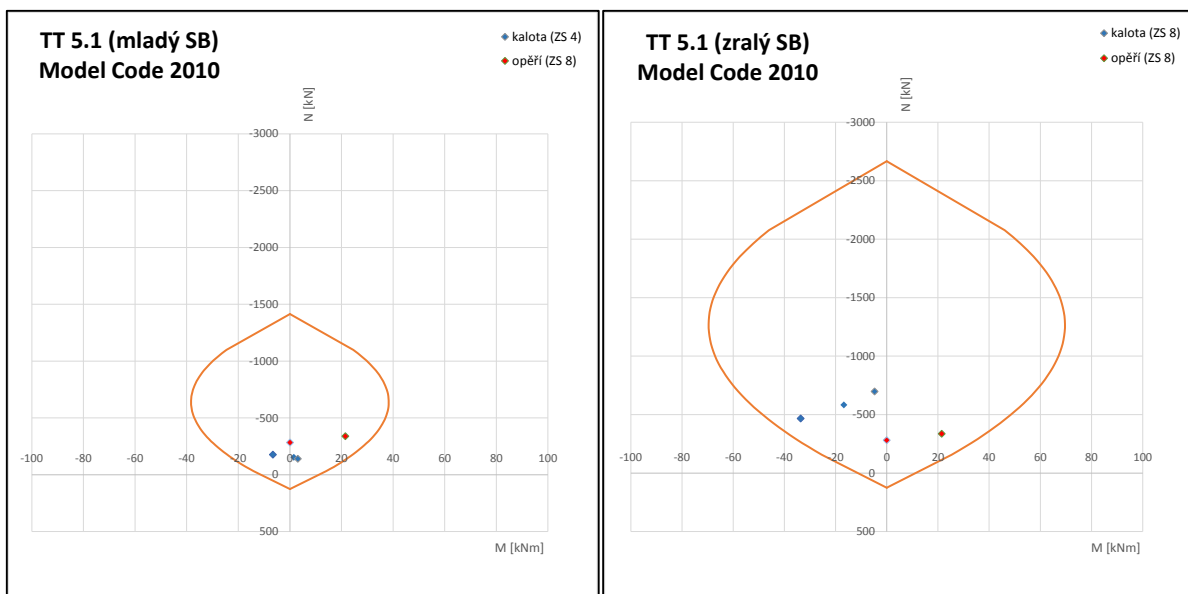
Níže jsou uvedené sestrojené interakční diagramy, které jsou oproti prostému betonu obohacené o vliv působení vláknobetonu v tahu. Vstupní parametry s vypočtenými vnitřními silami numerickým modelem posuzovaných zatěžovacích stavů je možné nalézt v přílohách č. 7. 1 – 7. 6.

Pro všechny tři technologické třídy navržené primární ostění ze stříkaného vláknobetonu vyhovuje.

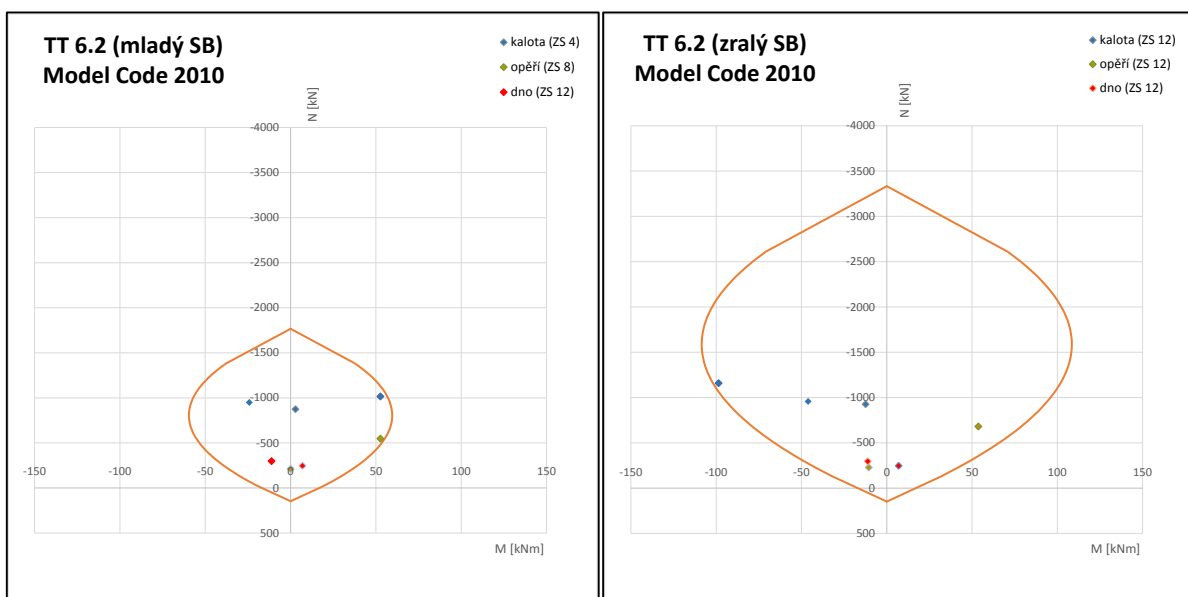


Obr. 106 Posouzení únosnosti průřezu primárního ostění TT 4.2 na interakci normálové síly a ohybového momentu (s vlivem vláken podle MC)

9. Návrh a posouzení vláknobetonového primárního ostění



Obr. 107 Posouzení únosnosti průřezu primárního ostění TT 5.1 na interakci normálové síly a ohybového momentu (s vlivem vláken podle MC)



Obr. 108 Posouzení únosnosti průřezu primárního ostění TT 6.2 na interakci normálové síly a ohybového momentu (s vlivem vláken podle MC)

Rovnice použité v této podkapitole vychází ze zdroje [43].

9.3.2. Doplnující postupy podle rakouské směrnice

V Rakousku funguje sdružení stavebních techniků (dříve Rakouská společnost pro beton a stavební techniky). Toto sdružení vydává směrnice v oblasti podzemních staveb jako doplnění k tamním normám ÖNORM, které popisují specifické problémy, se kterými se můžeme při návrhu a provádění podzemních staveb setkat. Jedná se o takové oblasti, jako jsou např. stříkané betony, stříkané vláknobetony, nevyztužená sekundární ostění, vady v podzemním stavitelství, nátěry v tunelech, trhliny, vozovky v tunelech apod. [44]

Rakouské směrnice pro stříkaný beton a vláknobeton (Richtlinie Spritzbeton a Richtlinie Faserbeton) upravují dohromady použití stříkaných vláknobetonů v tunelech. Jedná se o dvojici velice dobře zpracovaných směrnic, ve kterých je možné nalézt popis, jak přistoupit ke statickým výpočtům a dimenzování ostění, také v nich lze nalézt další informace o praktických aspektech s dopadem do výstavby, které je třeba dodržet při návrhu směsi a aplikaci nástřikem. V neposlední řadě je v těchto dvou směrnicích také přesně specifikován soubor průkazních a kontrolních zkoušek, které je nutné pro úspěšnou realizaci zajistit. [44]

Dále následuje vlastní posouzení. Materiálové charakteristiky vláknobetonu v tlaku byly určeny v souladu s kapitolou 7.1. Model chování vláknobetonového průřezu v tahu za ohybu byl určen na základě rakouské směrnice pro vláknoben (Richtlinie Faserbeton).

Nejprve bylo třeba stanovit tzv. charakteristickou ekvivalentní pevnost v tahu za ohybu f_{eqku} . Tuto hodnotu lze určit na základě níže uvedené tabulky (Tab. 33) z rakouské směrnice pro vláknobeton. Tabulka obsahuje předepisované třídy vláknobetonu s minimálními hodnotami, které po přepočtu ze změřené hodnoty musí vybraná třída splnit při průkazní zkoušce konkrétní navržené směsi. Ve směrnici je popsáno uspořádání zkoušky čtyřbodovým ohybem a způsob vyhodnocení residuální tahové pevnosti pro následný výpočet posouzení (popis zmiňované zkoušky je podrobněji popsán v kapitole 8.4.4).

Tab. 33 Minimální hodnoty charakteristické ekvivalentní pevnosti v tahu za ohybu pro 7 tříd vláknobetonu [60]

Třída vláknobetonu	minimální hodnoty charakteristické ekvivalentní pevnosti vláknobetonu v tahu za ohybu pro prokázání únosnosti
	f_{eqku} [Mpa]
T+	> 1,9
T6	1,7
T5	1,4
T4	1,2
T3	0,9
T2	0,7
T1	0,4

Charakteristická ekvivalentní pevnost v tahu za ohybu se ze změřené průměrné hodnoty f_{eqmu} získá následujícím přepočtem.

$$f_{eqku} = 0,51 \cdot f_{eqmu} \quad (62)$$

f_{eqku} charakteristická ekvivalentní pevnost v tahu za ohybu [MPa]

Pro potřeby předkládané práce je podrobněji uveden postup výpočtu pouze pro TT 4.2 a 5.1 (shodná třída vláknobetonu). Postup výpočtu pro TT 6.2 je obdobný, ale pouze do něj vstupuje vyšší hodnota charakteristické ekvivalentní pevnosti v tahu za ohybu z důvodu vyšší navržené třídy vláknobetonu T6 (konkrétně se jedná o hodnotu 1,7 MPa).

Ostění těchto tříd vyhovělo posouzení na únosnost při interakci tlaku a tahu za ohybu i bez uvažování příznivého účinku vláknobetonu. Proto byla zvolena nejnižší třída vláknobetonu T1, které by měl svými vlastnosti vyhovět běžně používaný stříkaný vláknobeton.

Pro třídu T1 bezpečně platí:

$$f_{eqku} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad (63)$$

Na základě této hodnoty bylo možné vypočítat charakteristickou residuální pevnost v tahu za ohybu f_{fku} podle následujícího vztahu:

$$f_{fku} = 0,37 \cdot f_{eqku} = 0,37 \cdot 0,4 = 0,148 \text{ MPa} \quad (64)$$

f_{fku} charakteristická residuální pevnost v tahu za ohybu [MPa]

Po získání charakteristické hodnoty byla určena návrhová hodnota residuální pevnosti v tahu za ohybu f_{fdu} , která vstupuje do vlastního posouzení.

$$f_{fdu} = f_{fku} \cdot \eta \cdot \frac{1}{\gamma} \quad (65)$$

f_{fdu} návrhová residuální pevnost v tahu za ohybu [MPa]

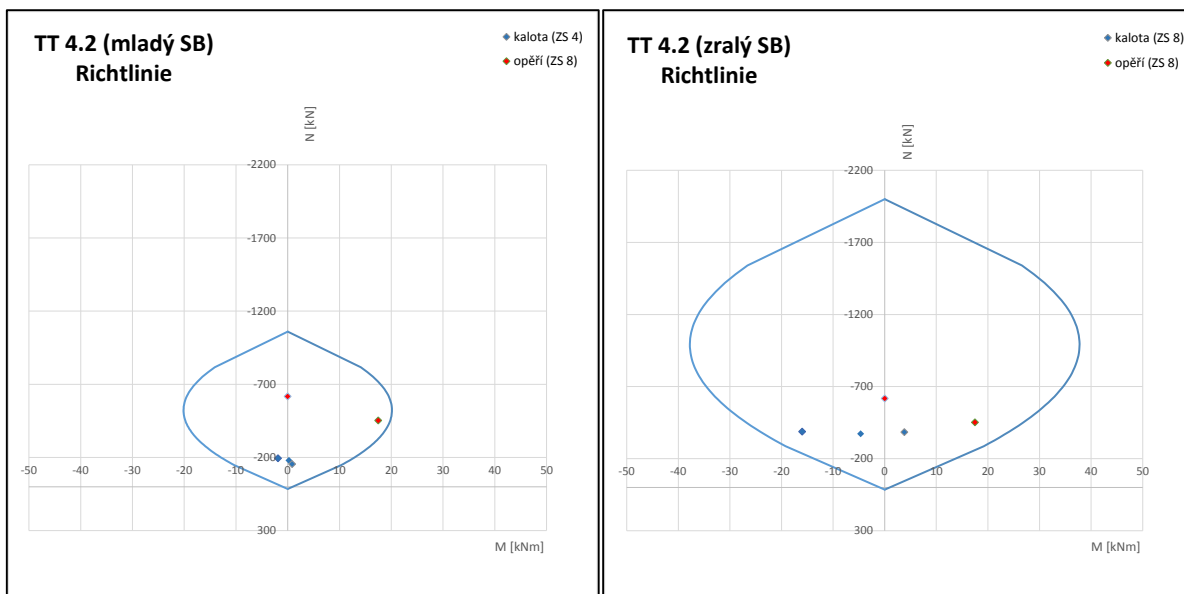
γ dílčí součinitel bezpečnosti [-]

η součinitel vlivu geometrie průřezu [-]

V rovnici (65) se vyskytuje součinitel vlivu geometrie průřezu, který závisí na typu posuzovaného prvku (nosník nebo deska), tento součinitel byl pro posouzení únosnosti primárního ostění uvažován hodnotou 1,0.

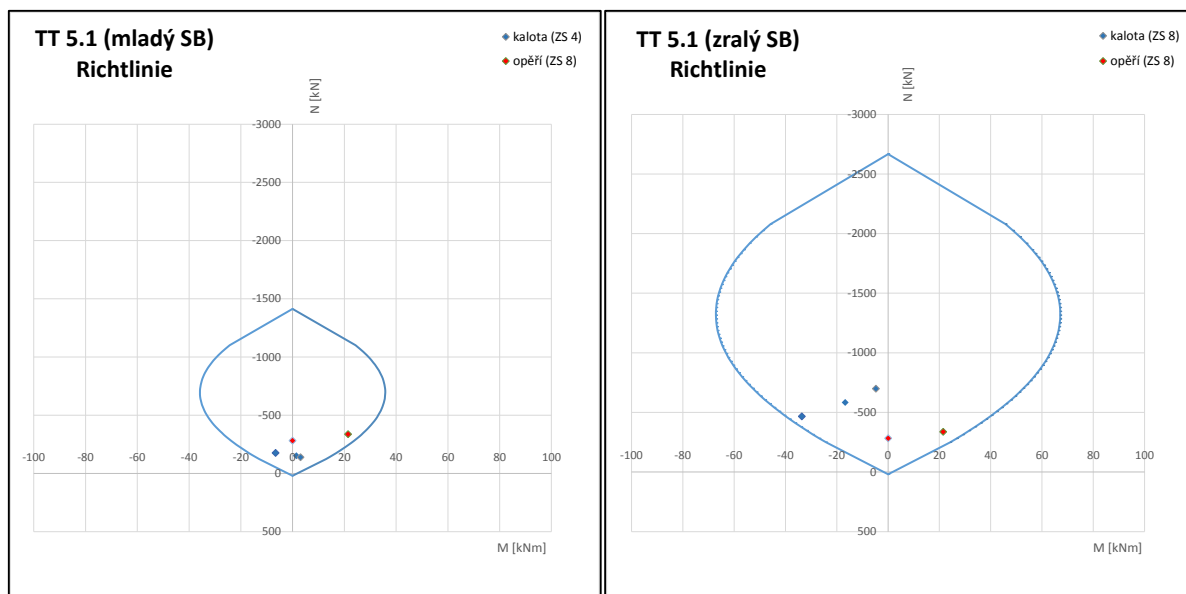
Takto získané hodnoty návrhových residuálních pevností v tahu za ohybu lze použít pro sestavení interakčních diagramů a posouzení konstrukcí navrhovaných vláknobetonových primárních ostění (TT 4.2, 5.1 a 6.2).

Následují sestavené interakční diagramy (Obr. 109, Obr. 110 a Obr. 111). Vstupní parametry s vypočtenými vnitřními silami numerickým modelem posuzovaných zatěžovacích stavů je možné nalézt v přílohách č. 7. 7 – 7. 12.

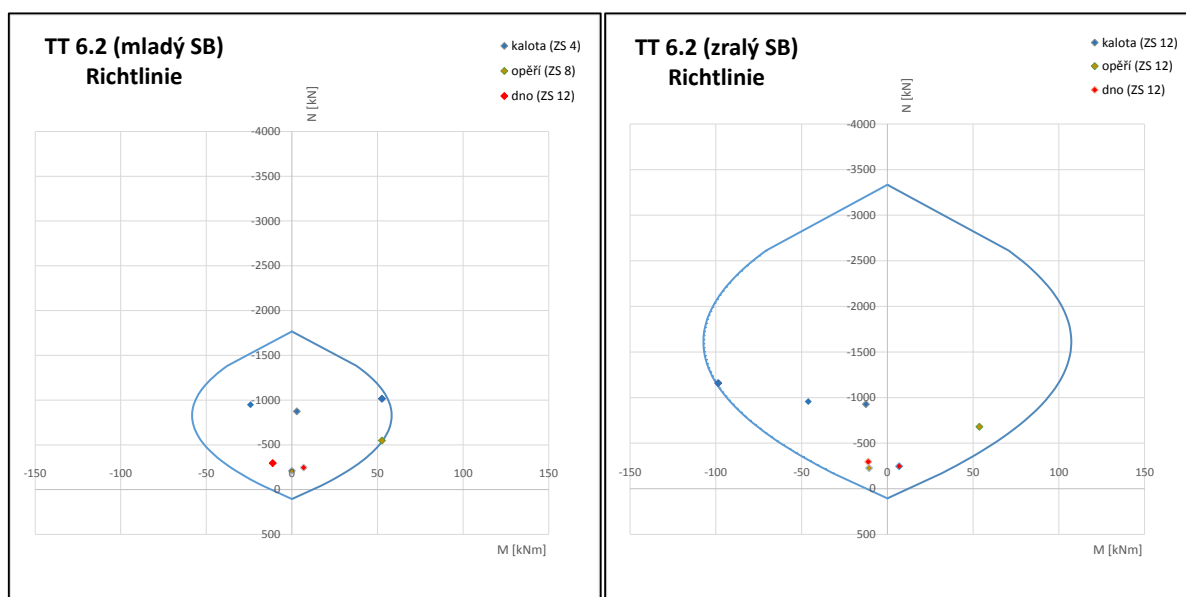


Obr. 109 Posouzení únosnosti průřezu primárního ostění TT 4.2 na interakci normálové síly a ohybového momentu (s vlivem vláken podle RL)

9. Návrh a posouzení vláknobetonového primárního ostění



Obr. 110 Posouzení únosnosti průřezu primárního ostění TT 5.1 na interakci normálové síly a ohybového momentu (s vlivem vláken podle RL)



Obr. 111 Posouzení únosnosti průřezu primárního ostění TT 6.2 na interakci normálové síly a ohybového momentu (s vlivem vláken podle RL)

Z uvedených interakčních diagramů vyplývá, že podle rakouské směrnice pro vláknobeton navržená vláknobetonová ostění vyhovují pro všechny tři technologické třídy (TT) při zachování stejné tloušťky primárního ostění a pevnostní třídy stříkaného betonu jako v případě realizovaného návrhu (s výztužnými rámy a sítěmi).

Jak již bylo zmíněno vláknobetonová ostění lehčích TT 4.2 a 5.1 vyhověla i bez vlivu tahového působení vláknobetonu, proto stačilo navrhnout nejnižší třídu T1. Pro vláknobetonové primární ostění těžší TT 6.2 bylo třeba navrhnout vyšší třídu vláknobetonu T6, což by v praxi pravděpodobně znamenalo vyšší dávkování vláken do stříkaného betonu, ale stále v reálných mezích.

Tab. 34 Navržené třídy vláknobetonu podle rakouské směrnice pro vláknobeton

Technologická třída	třída vláknobetonu pro posouzení únosnosti	
4.2	C 20/25	T1
5.1		T1
6.2		T6

Rovnice uvedené v této podkapitole vychází ze zdroje [60].

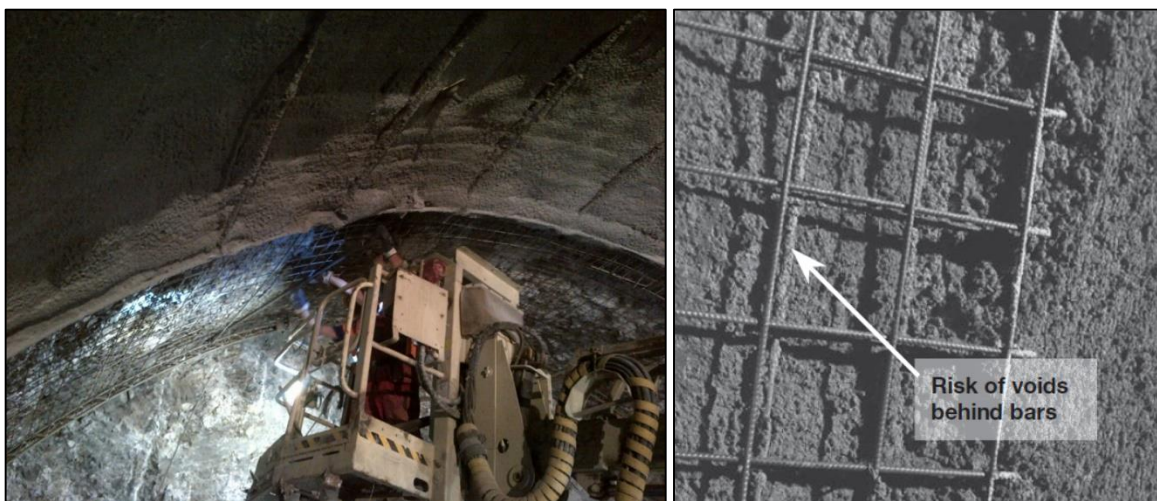
10. Porovnání běžně vyztuženého a vláknobetonového primárního ostění

Porovnání běžně vyztuženého (ocelové výztužné rámy a sítě) a vláknobetonového primárního ostění bylo provedeno jak z hlediska únosnosti, tak z hlediska dopadů do realizace.

Základní motivací pro využití vláknobetonu je časová úspora plynoucí z omezení nebo úplného vyloučení montáže příhradových rámu a výztužných sítí. Tento efekt přináší snížení časové napjatosti harmonogramu výstavby a snižuje riziko nedodržení sjednaných milníků výstavby. Aplikace této technologie přirozeně vykazuje své specifické výhody a nevýhody.

Výhody:

- Zvýšení bezpečnosti práce (odpadá ruční montáž rámu a sítí, Obr. 112)
- Rychlejší aktivace primárního ostění (zkrácení doby nutné pro realizaci ostění)
- Vyloučení prutové výztuže přináší kvalitnější provedení vrstvy ze stříkaného betonu. U běžně vyztuženého ostění s prutovou výztuží dochází k defektům typu „shadow effect“ (dutiny za výztuží).



Obr. 112 Montáž sítí z plošiny pod nezajištěným výrubem (08/2015, [75], vlevo), defekty naneseného betonu způsobené nástřikem přes prutovou výztuž (vpravo, [20])

Nevýhody:

Na druhou stranu absence příhradových rámců klade výrazně vyšší nároky na přesnost profilace. Pokud je primární ostění zároveň ostěním definitivním (v takovém případě se sekundární ostění nenavrhuje), nejsou požadavky na obrys primárního ostění zásadní a výhod vláknobetonu lze plně využít (podrobnější data lze nalézt v příkladu na Norské tunelovací metodě, o které pojednává kapitola 9.1).

Pokud se plánuje následná výstavba sekundárního ostění s montáží mezilehlé fóliové hydroizolace, která vyžaduje poměrně přesný a rovný podklad, mohou být spotřeby betonu při profilaci primárního ostění vysoké a absence příhradových rámců se nemusí vyplatit (požadovaný tvar výrubu je v takovém případě možné zachovat pomocí geodeticky přesně vytyčené subtilní šablony).

Do jisté míry má vliv i geologické prostředí. Pokud razíme tunel **trhavinami** ve skalních nebo poloskalních horninách, přesnost ražby závisí i na plochách nespojitosti. Na druhou stranu při klasickém **strojním rozpojování** lze udržet poměrně vysokou přesnost výrubu a použít moderní metody řízení (např. při ražbě v neogenních jílech lze využít principy metody LaserShell, které je věnována předposlední kapitola 11).

Dalším specifikem, které se týká pouze vyztužení **ocelovými** vlákny, je aplikace regulační vrstvy na vnitřní líc primárního drátkobetonového ostění z prostého stříkaného betonu nebo dokonce ze speciální jemnozrnné směsi s cílem za zakrýt drátky a zabránit tak poškození následně instalované hydroizolace. Dále se tím také omezí možná zranění pracovníků.

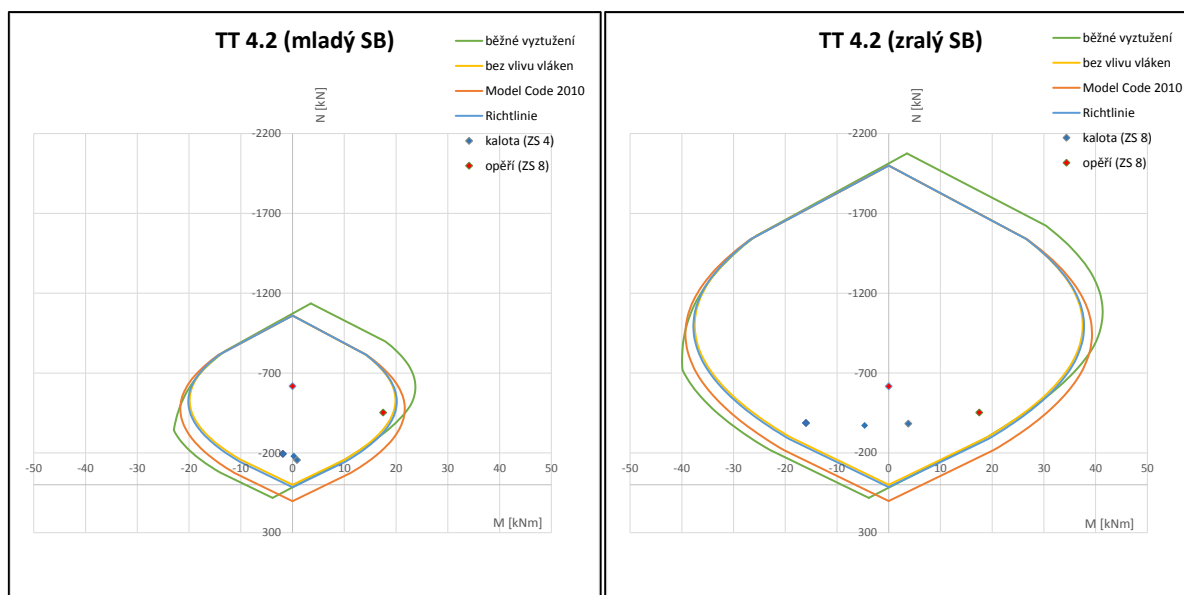
V měkkém prostředí je vyloučení klasické výztuže primárního ostění možné pouze za cenu jeho vyšší tloušťky a staticky efektivního uzavřeného a oblého tvaru, který má často za následek větší plochu výrubu.

Cenová výhoda či nevýhoda tedy závisí na mnoha faktorech a je potřeba posuzovat celý systém komplexně. Cena vláknobetonu bývá vyšší, na druhé straně lze při jeho využití ušetřit za ocelové prvky standardní výztuže primárního ostění a také vzhledem ke zvýšené rychlosti výstavby snížit náklady na mechanizaci a lidské zdroje, které představují významnou položku v rozpočtech podzemních staveb. Další důležitou roli mohou hrát případné benefity nebo penále vázané na dodržení milníků ražeb.

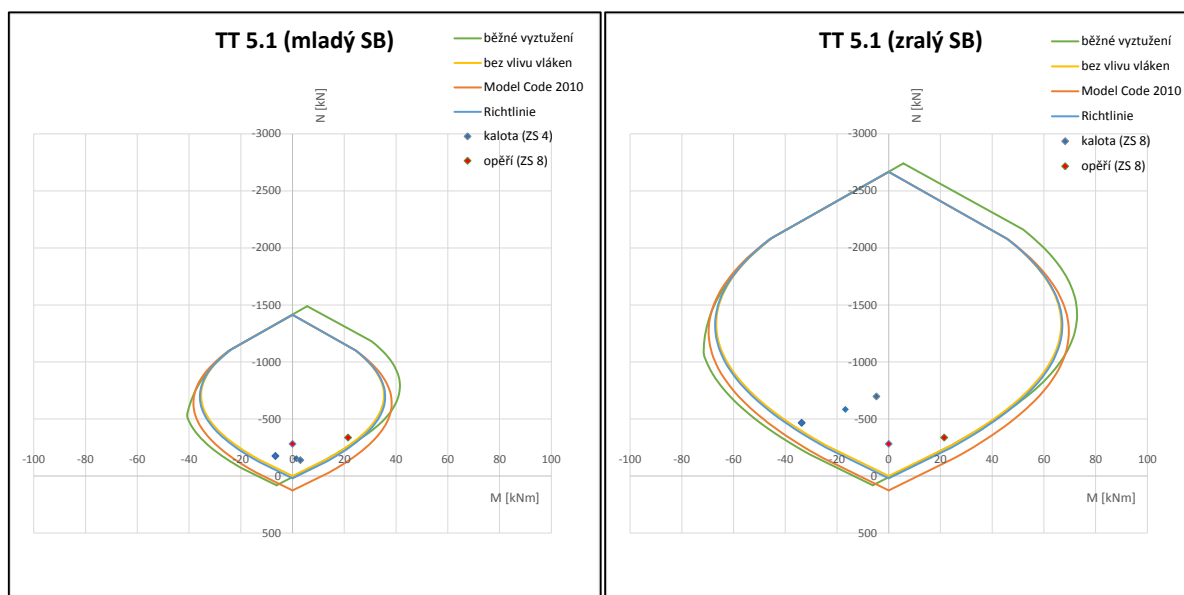
Uvedený text vychází ze zdroje [44].

10.1. Hledisko únosnosti

Jak již bylo zmíněno, aplikace vláken v betonu nemá na únosnost v tlaku za ohybu zásadní vliv. To potvrzuje provedené porovnání sestrojených interakčních diagramů, které se nachází na obrázcích níže (Obr. 113, Obr. 114 a Obr. 115).

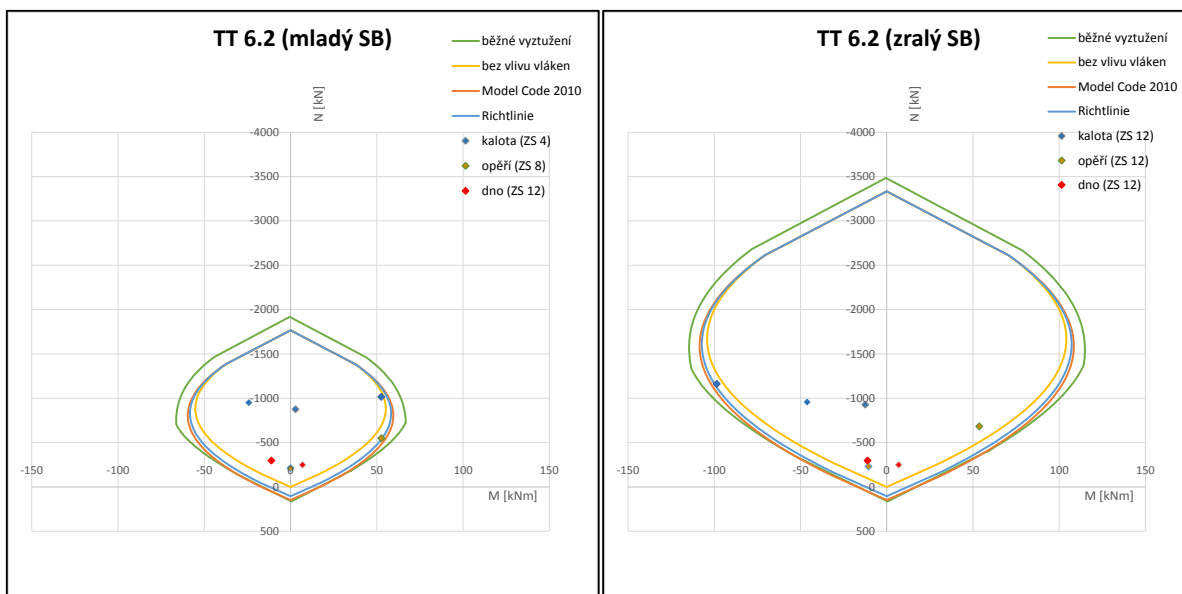


Obr. 113 Porovnání sestrojených interakčních diagramů pro TT 4.2



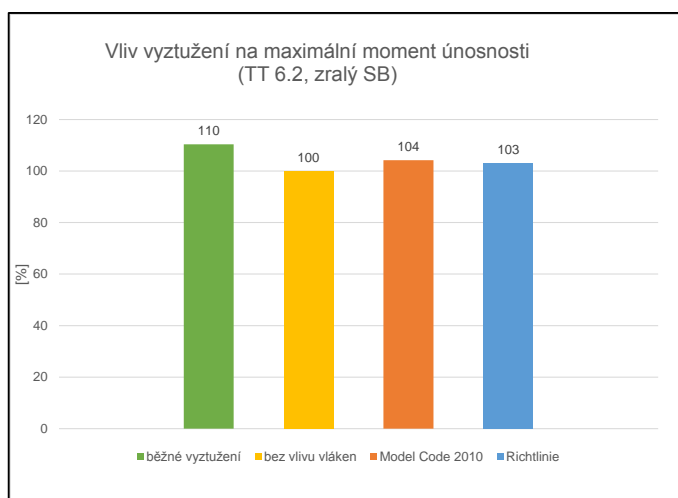
Obr. 114 Porovnání sestrojených interakčních diagramů pro TT 5.1

10. Porovnání běžně vyztuženého a vláknobetonového primárního ostění



Obr. 115 Porovnání sestrojených interakčních diagramů pro TT 6.2

Nakonec bylo pro představu provedeno porovnání vypočtených maximálních momentů únosnosti (M_{Rd}) získaných na základě několika přístupů k posouzení konstrukce primárního ostění (běžné vyztužení, bez vlivu vláken a bez prutové výztuže, s vlivem vláken a bez prutové výztuže podle mezinárodního předpisu Model Code 2010 a rakouské směrnice pro vláknobeton Richtlinie Faserbeton). Z Obr. 116 je patrné, že tahové působení vláknobetonu má v uvedeném případě skutečně jen velmi malý vliv na únosnost průřezu ostění (do 5 %). Na druhou stranu například navržené vláknobetonové primární ostění technologické třídy 6.2 by podle provedených výpočtů bez příznivého vlivu vláken na únosnost nevyhovělo.



Obr. 116 Vliv vyztužení na maximální moment únosnosti pro TT 6.2 v procentech

10.2. Rychlost ražby

Zásadním specifikem při využití vláknobetonu v podzemním stavitelství je rozdíl v rychlosti ražby oproti dennímu postupu při realizaci tradičně vyztuženého primárního ostění s rámy a sítěmi.

V této práci bylo vypočteno teoretické zrychlení ražeb v případě návrhu vláknobetonového primárního ostění s ohledem na dostupná data z realizace. V době ražeb tunelu Považský Chlmec byla většina dat související s délkou trvání jednotlivých činností a prostojů na kritické cestě při provádění ražeb zaznamenávána do směnových listů, které byly dále zpracovány softwarem pro supervizi ražeb Tunnel Supervision. Z poskytnutých dat firmou HOCHTIEF CZ a.s. bylo dále možné vyhodnotit průměrné délky trvání činností a prostojů při ražbě pro sledované technologické třídy a obě části profilu tunelu (v tomto případě se jednalo o kalotu a opěří). Z podkladů zaznamenaných a zpracovaných při realizaci byla získána data pro čtyři technologické třídy (TT), které byly využity v největším rozsahu délky tunelu (TT 4.1, 4.2, 5.1 a 5.2).

Na základě dostupných dat byly vytvořeny časové snímky pro původní návrh běžně vyztuženého primárního ostění (rámy a síť) a pro alternativní návrh vláknobetonového ostění (vyloučení rámu a sítě). Časové snímky byly zpracovány jak pro kalotu, tak pro opěří všech sledovaných technologických tříd. Uvedená data a zpracované časové snímky vychází ze záznamů z ražeb několika vybraných úseků omezených délek. Pro zbývající úseky ražby byla data extrapolována. Pro účely této diplomové práce je provedená extrapolace vyhovující a její výsledky jsou postačující. Hlavním cílem této kapitoly je ukázka principu provedených výpočtů úspor a hrubé porovnání pro představu o efektivitě ražeb při využití stříkaného vláknobetonu pro primární vyztužení výrubu (nejedná se o přesné porovnání cenového rozdílu celého projektu).

Z důvodu přehlednosti v textové části této práce jsou níže uvedeny pro porovnání pouze dva charakteristické časové snímky (TT 5.1, část profilu – kalota). Jedná se o záznamy průměrných časů technologických operací nutných pro provedení jednoho záběru výrubu a jeho následné primární vyztužení (Obr. 117 a Obr. 118). Časové snímky s vypočtené průměrné rychlosti a délky ražeb sledovaných úseků ostatních technologických tříd a částí profilu se nachází v přílohové části 8.

10. Porovnání běžně vyztuženého a vláknobetonového primárního ostění

Časový snímek	
Technologická třída:	5.1
Část profilu:	kalota
Průměrná délka záběru [m]:	1,7
Průměrná rychlost ražby [m/den]:	3,54
Délka raženého úseku [m]:	1115,3
Celkový čas ražby úseku [den]:	315

Běžně vyztužené ostění (rámy a sítě)			
Činnosti a prostoje na kritické cestě	[min]	[%]	čas [min] →
Označení polohy vrtů pro odstřel a vrtání	97	14,0	<div></div>
Nabíjení vrtů a odstřel	77	11,1	<div></div>
Větrání	28	4,0	<div></div>
Odvoz rubaniny, profilování, geologické mapování	156	22,5	<div></div>
Montáž výztužných rámu a sítě	78	11,3	<div></div>
Stříkání betonu	125	18,1	<div></div>
Realizace svorníků	45	6,5	<div></div>
Poruchy	20	2,9	<div></div>
Prostoje	37	5,3	<div></div>
Ostatní	29	4,2	<div></div>
	Σ	692	100

Obr. 117 Časový snímek TT 5.1 - kalota, běžně vyztužené ostění

Časový snímek	
Technologická třída:	5.1
Část profilu:	kalota
Průměrná délka záběru [m]:	1,7
Průměrná rychlost ražby [m/den]:	3,99
Délka raženého úseku [m]:	1115,3
Celkový čas ražby úseku [den]:	280

Vláknobetonové ostění			
Činnosti a prostoje na kritické cestě	[min]	[%]	čas [min] →
Označení polohy vrtů pro odstřel a vrtání	97	15,8	
Nabíjení vrtů a odstřel	77	12,5	
Větrání	28	4,6	
Odvoz rubaniny, profilování, geologické mapování	156	25,4	
Montáž výztužných rámu a sítě	0	0,0	
Stříkání betonu	125	20,4	
Realizace svorníků	45	7,3	
Poruchy	20	3,3	
Prostoje	37	6,0	
Ostatní	29	4,7	
	Σ	614	100

Obr. 118 Časový snímek TT 5.1 - kalota, vláknobetonové ostění

Z uvedeného příkladu je vidět, že při realizaci jednoho záběru kaloty TT 5.1 by bylo možné ušetřit průměrně 78 minut při použití vláknobetonového primárního ostění.

Pro ostatní třídy a části profilu je úspora plynoucí z použití stříkaného vláknobetonu přirozeně odlišná (Tab. 35). Délka časové úspory se mění v závislosti na délce záběru a způsobu vyztužení výrubu (počet příhradových rámu a sítě v realizované technologické třídě). Přehled a popis realizovaných technologických tříd se nachází v kapitole 4.3.

10. Porovnání běžně vyztuženého a vláknobetonového primárního ostění

Tab. 35 Rekapitulace časových snímků pro běžně vyztužené primární ostění

Rekapitulace časových snímků pro běžně vyztužené ostění (čas činností pro realizaci jednoho záběru)									
Činnosti a prostoje na kritické cestě	jednotka	Technologická třída / část profilu							
		4.1		4.2		5.1		5.2	
		kalota	opěří	kalota	opěří	kalota	opěří	kalota	opěří
Průměrná délka záběru	m	2,30	3,90	2,10	3,40	1,70	3,10	1,40	3,20
Označení polohy vrtů pro odstřel a vrtání	min	153	63	125	64	97	55	73	36
Nabíjení vrtů a odstřel	min	107	62	90	66	77	45	58	30
Větrání	min	20	30	22	25	28	21	14	15
Odvoz rubaniny, profilování, geologické mapování	min	168	103	194	128	156	125	247	147
Montáž výztužných rámu a sítí	min	100	38	101	42	78	64	147	76
Stříkání betonu	min	113	47	140	57	125	64	171	82
Realizace svorníků	min	73	3	38	19	45	25	139	26
Poruchy	min	20	8	20	6	20	5	40	5
Prostoje	min	92	14	99	21	37	22	18	29
Ostatní	min	44	25	15	24	29	33	47	29
	Σ	890	393	844	452	692	459	954	475

Během ražeb uvedeného tunelu byla zaznamenána vyšší míra opadávání stříkaného betonu z klenby (to může souviset například s nedostatečným obsahem jemné frakce kameniva v betonové směsi). Z tohoto důvodu bylo třeba opakovaně provádět pracné a časově náročné začišťování opadaného betonu zpoza výztužných sítí (přibližně 10 – 20 minut v každém záběru - tento časový údaj pochází přímo od účastníků výstavby). Proto lze předpokládat, že v případě využití vláknobetonového primárního ostění (bez sítí a rámu) by bylo prakticky možné v každém záběru také ušetřit čas nutný pro nástřik betonu. Tento faktor nebyl v provedených výpočtech zohledněn, protože souvisí přímo s uvedeným projektem (obecně by k takové míře opadávání stříkaného betonu docházet nemělo).

Dalším krokem je výpočet vlastní rychlosti ražby (počet vyražených metrů za jeden den, tzn. za 1440 minut). Ta závisí na celkovém času potřebném na realizaci jednoho záběru a průměrné délce záběru. Rovnice (66) vychází z principu přímé úměry.

$$\text{počet metrů za 1 den} = \frac{1440 [\text{min}]}{\text{celkový čas na jeden záběr} [\text{min}]} \cdot \text{průměrná délka záběru} [\text{m}] \quad (66)$$

Následně lze vypočítat průměrnou rychlost ražby pomocí harmonického průměru pro všechny čtyři sledované technologické třídy (v závislosti na délce úseků a rychlostí ražeb v těchto úsecích).

$$\text{průměrná rychlost ražby} = \frac{\sum_{j=1}^4 \frac{\text{délka úseku}_j}{\text{délka úseku}_j}}{\sum_{j=1}^4 \frac{1}{\text{rychlost ražby}_j}} \quad (67)$$

10. Porovnání běžně vyztuženého a vláknobetonového primárního ostění

Nejprve byl vypočten průměrný denní postup na jednu čelbu v uvedených třídách pro běžně vyztužené primární ostění. To činí v tomto případě průměrně 3,45 m za dvě dvanáctihodinové směny (Tab. 36). Výpočet průměrného denního postupu všech tříd vychází z předpokladu, že rychlost ražby celého profilu závisela na postupu v kalotě (práce na opěří byly přizpůsobeny rychlosti ražby na pracovišti kaloty). Ražba a vyztužování výrubů probíhala v režimu nepřetržitého provozu (7 dní v týdnu, 24 hodin denně).

Tab. 36 Rekapitulace a výpočet celkových a průměrných rychlostí ražeb pro běžně vyztužené primární ostění

Rekapitulace a výpočet celkových a průměrných rychlostí ražeb - běžně vyztužené primární ostění							
TT	délka úseku		rychlost ražby		doba ražby		průměrná rychlost ražby
	[m]		[m/den]		[den]		[m/den]
	kalota	opěří	kalota	opěří	kalota	opěří	kalota
4.1	1404,2	2512,9	3,72	14,29	377	176	3,45
4.2	1168,5	733,8	3,58	10,83	326	68	
5.1	1115,3	515,0	3,54	9,73	315	53	
5.2	270,4	202,0	2,11	9,70	128	21	
Σ	3958,4	3963,7					

Dále byl stejným způsobem proveden výpočet pro alternativní návrh vláknobetonového primárního ostění. Z Tab. 37 vyplývá, že v případě využití vláknobetonu by se ražba tunelu urychlila na průměrný denní postup 3,92 m/den.

Tab. 37 Rekapitulace a výpočet celkových a průměrných rychlostí ražeb pro vláknobetonové primární ostění

Rekapitulace a výpočet celkových a průměrných rychlostí ražeb - vláknobetonové primárního ostění							
TT	délka úseku		rychlost ražby		doba ražby		průměrná rychlost ražby
	[m]		[m/den]		[den]		[m/den]
	kalota	opěří	kalota	opěří	kalota	opěří	kalota
4.1	1404,2	2512,9	4,19	15,82	335	159	3,92
4.2	1168,5	733,8	4,07	11,94	287	61	
5.1	1115,3	515,0	3,99	11,30	280	46	
5.2	270,4	202,0	2,50	11,55	108	17	
Σ	3958,4	3963,7					

V Tab. 38 je uvedené porovnání průměrných rychlostí ražeb obou variant. Podle provedených výpočtů by při využití vláknobetonu bylo možné urychlit ražby průměrně o 0,47 m/d. To by se pozitivně promítlo do celkové doby výstavby.

Tab. 38 Porovnání průměrných rychlostí ražeb pro obě varianty

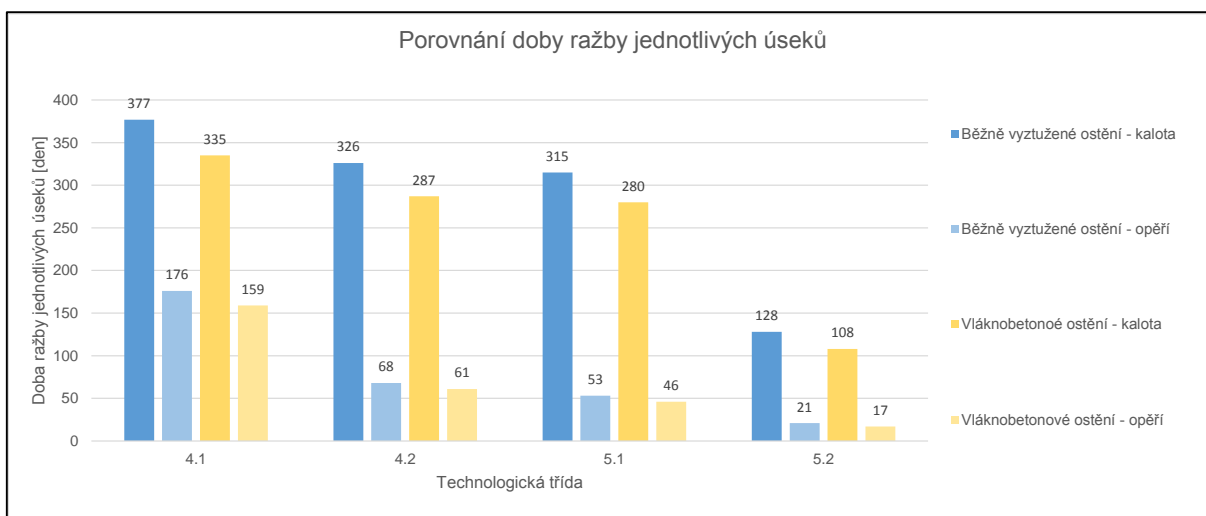
Porovnání průměrných rychlostí ražeb		[m/den] →
	Průměrná rychlost ražeb [m/d]	
Běžně vyztužené primární ostění	3,45	
Vláknobetonové primární ostění	3,92	
Zrychlení ražby	0,47	

10.3. Doba ražby

Důsledek využití vláknobetonového primárního ostění může vést k vytvoření konkurenceschopnější nabídky v soutěži. Celková doba výstavby je jistě v oblasti podzemních staveb velmi důležité hledisko. V následující tabulce byla vypočtena doba ražby pro každou technologickou třídu a pro obě části výrubu (kalota a opěří). Z výsledků je patrné, že největších úspor by bylo možné dosáhnout v těžších třídách, kde bylo pro běžně vyztužené primární ostění navrženo více vybraných vyztužovacích prvků v podobě příhradových rámců a výtuzných sítí. V třídě 4.1 byla navržena pouze jedna síť bez příhradových rámců - to znamená nejnižší časovou úporu v případě využití vláknobetonu. Naopak pro třídu 5.2 byly, kromě příhradových rámců, navrženy dokonce dvě vrstvy sítí. Z toho vyplývá nejvyšší časová úspora při realizaci vláknobetonového ostění. Při zprůměrování zjištěných časových úspor vychází průměrné zkrácení doby ražeb uvedeného tunelu o 12,76 %.

Tab. 39 Porovnání doby ražby v jednotlivých TT pro obě varianty vyztužení

Porovnání doby ražby								
TT	Doba ražby							
	Běžně vyztužené primární ostění		Vláknobetonové primární ostění		rozdíl			
	kalota	opěří	kalota	opěří	kalota		opěří	
	[den]				[den]	[%]	[den]	[%]
4.1	377	176	335	159	42	11,14	17	9,66
4.2	326	68	287	61	39	11,96	7	10,29
5.1	315	53	280	46	35	11,11	7	13,21
5.2	128	21	108	17	20	15,63	4	19,05
Průměrná hodnota [%]:						12,46		13,05
					12,76			



Obr. 119 Grafické porovnání doby ražby v jednotlivých TT pro obě varianty vyztužení

10.4. Ekonomické hledisko

Pro komplexní porovnání obou variant z ekonomického hlediska bylo třeba spočítat náklady na materiál a náklady související s dobou ražby.

10.4.1. Náklady na vybrané prvky zajištění pro obě varianty

Náklady na výztužné prvky přepočtené na běžný metr tunelu byly převzaty z [12]. Uvedený zdroj vychází z podkladů získaných přímo na stavbě tunelu Považský Chlmec. Výpočet byl proveden pomocí níže uvedených tabulek (zvlášť pro běžně vyztužené ostění a vláknobetonové ostění). Současně je výpočet rozdělen na další dvě části pro kalotu a opěří. Nejprve jsou uvedené náklady na materiál pro **kalotu**.

Tab. 40 Náklady na vybrané prvky běžně vyztuženého ostění (kalota)

Kalota - náklady na vybrané prvky běžně vyztuženého ostění				
TT	4.1	4.2	5.1	5.2
Výztužné rámy [kč/bm]	-	2 010,56	3 298,61	3 298,61
Výztužné sítě [kč/bm]	908,67	915,71	919,50	1 839,27
Stříkaný beton [kč/bm]	7 129,77	9 580,32	12 611,58	12 611,58
Σ [kč/bm]	8 038,44	12 506,59	16 829,69	17 749,46
Délka raženého úseku [m]	1 404,2	1 168,5	1 115,3	270,4
Náklady na vybrané výztužné prvky [kč]	11 287 577,45	14 613 950,42	18 770 153,26	4 799 453,98
Celkem [kč]	49 471 135,10			

Tab. 41 Náklady na vybrané prvky vláknobetonového ostění (kalota)

Kalota - náklady na vybrané prvky vláknobetonového ostění				
TT	4.1	4.2	5.1	5.2
Stříkaný vláknobeton [kč/bm]	9 798,70	13 166,31	17 332,20	17 332,20
Σ [kč/bm]	9 798,70	13 166,31	17 332,20	17 332,20
Délka raženého úseku [m]	1 404,2	1 168,5	1 115,3	270,4
Náklady na vybrané výztužné prvky [kč]	13 759 334,54	15 384 833,24	19 330 602,66	4 686 626,88
Celkem [kč]	53 161 397,32			

Tab. 42 Porovnání nákladů na materiál pro obě varianty (kalota)

Kalota - porovnání nákladů na vybrané výztužné prvky				
TT	4.1	4.2	5.1	5.2
Běžně vyztužený SB [kč]	11 287 577,45	14 613 950,42	18 770 153,26	4 799 453,98
Celkem [kč]	49 471 135,10			
Stříkaný vláknobeton [kč]	13 759 334,54	15 384 833,24	19 330 602,66	4 686 626,88
Celkem [kč]	53 161 397,32			
Rozdíl pro jednotlivé VT [kč]	-2 471 757,09	-770 882,82	-560 449,40	112 827,10
Celkem rozdíl [kč]	-3 690 262,21			

10. Porovnání běžně vyztuženého a vláknobetonového primárního ostění

Dále se níže nachází výpočet nákladů na materiál pro **opěří**.

Tab. 43 Náklady na vybrané prvky běžně vyztuženého ostění (opěří)

Opěří - náklady na vybrané prvky běžně vyztuženého ostění				
TT	4.1	4.2	5.1	5.2
Výztužné rámy [kč/bm]	-	-	898,12	898,12
Výztužné sítě [kč/bm]	276,55	276,55	276,55	553,11
Stříkaný beton [kč/bm]	2 170,48	2 893,53	3 616,84	3 616,84
Σ [kč/bm]	2 447,03	3 170,08	4 791,51	5 068,07
Délka raženého úseku [m]	2 512,9	733,8	515,0	202,0
Náklady na vybrané výztužné prvky [kč]	6 149 141,69	2 326 204,70	2 467 627,65	1 023 750,14
Celkem [kč]	11 966 724,18			

Tab. 44 Náklady na vybrané prvky vláknobetonového ostění (opěří)

Opěří - náklady na vybrané prvky vláknobetonového ostění				
TT	4.1	4.2	5.1	5.2
Stříkaný vláknobeton [kč/bm]	2 982,82	3 976,47	4 970,65	4 970,65
Σ [kč/bm]	2 982,82	3 976,47	4 970,65	4 970,65
Délka raženého úseku [m]	2 512,9	733,8	515,0	202,0
Náklady na vybrané výztužné prvky [kč]	7 495 528,38	2 917 933,69	2 559 884,75	1 004 071,30
Celkem [kč]	13 977 418,11			

Tab. 45 Porovnání nákladů na materiál pro obě varianty (opěří)

Opěří - porovnání nákladů na vybrané výztužné prvky				
TT	4.1	4.2	5.1	5.2
Běžně vyztužený SB [kč]	6 149 141,69	2 326 204,70	2 467 627,65	1 023 750,14
Celkem [kč]	11 966 724,18			
Stříkaný vláknobeton [kč]	7 495 528,38	2 917 933,69	2 559 884,75	1 004 071,30
Celkem [kč]	13 977 418,11			
Rozdíl pro jednotlivé VT [kč]	-1 346 386,69	-591 728,98	-92 257,10	19 678,84
Celkem rozdíl [kč]	-2 010 693,93			

Z obou porovnání pro kalotu a opěří (Tab. 42 a Tab. 45) je patrné, že stříkaný vláknobeton je ve většině případů dražším materiálem než stříkaný beton s ocelovými prvky (rámy a sítě). Ale na druhou stranu je také vidět, že u těžších technologických tříd tento rozdíl není tak velký. Pro těžší třídu 5.2 (výztužné rámy a dvě vrstvy sítí) je vláknobeton dokonce levnějším materiálem. Pro nejtěžší třídy, jako je například TT 6.2, by mohla být úspora ještě vyšší.

10.4.2. Náklady související s dobou ražeb

Z předcházející kapitoly vyplývá, že z hlediska nákladů na materiál může být vláknobeton dražší variantou a to zejména v lehčích technologických třídách. Ale vzhledem k tomu, že při využití vláknobetonu pro primární ostění je možné zvýšit rychlost ražby, je třeba také zohlednit náklady související s dobou výstavby.

Náklady související s dobou ražeb byly převzaty také ze zdroje [12]. Uvedené ceny opět vychází z dat získaných přímo na stavbě tunelu Považský Chlmec.

Výpočet úspor souvisejících se zkrácením doby výstavby je uveden ve dvou souhrnných tabulkách zvlášť pro **kalotu** a **opěří** (Tab. 46 a Tab. 47).

Tab. 46 Výpočet úspor souvisejících se zkrácením doby výstavby (kalota)

Kalota - náklady spojené s dobou ražby				
VT	4.1	4.2	5.1	5.2
Nájem a údržba strojů [kč/den]	59 303,88	59 303,88	59 303,88	59 303,88
Náklady na pracovníky [kč/den]	45 395,86	45 395,86	45 395,86	45 395,86
Náklady na energie [kč/den]	19 385,24	19 385,24	19 385,24	19 385,24
Σ [kč/den]	124 084,98	124 084,98	124 084,98	124 084,98
Běžně vyztužené ostění				
Doba ražby [den]	377	326	315	128
Náklady spojené s dobou ražby [kč]	46 838 744,33	40 500 921,54	39 093 779,15	15 901 696,02
Celkem [kč]	142 335 141,04			
Vláknobetonové ostění				
Doba ražby [den]	335	287	280	108
Náklady spojené s dobou ražby [kč]	41 584 756,30	35 624 889,22	34 684 706,31	13 421 031,44
Celkem [kč]	125 315 383,28			
Úspora nákladů související se zkrácením doby výstavby				
Úspora nákladů [kč]	5 253 988,03	4 876 032,32	4 409 072,84	2 480 664,58
Celkem úspora nákladů [kč]	17 019 757,77			

10. Porovnání běžně vyztuženého a vláknobetonového primárního ostění

Tab. 47 Výpočet úspor souvisejících se zkrácením doby výstavby (opěří)

Opěří - náklady spojené s dobou ražby				
TT	4.1	4.2	5.1	5.2
Nájem a údržba strojů [kč/den]	59 303,88	59 303,88	59 303,88	59 303,88
Náklady na pracovníky [kč/den]	45 395,86	45 395,86	45 395,86	45 395,86
Náklady na energie [kč/den]	19 385,24	19 385,24	19 385,24	19 385,24
Σ [kč/den]	124 084,98	124 084,98	124 084,98	124 084,98
Běžně vyztužené ostění				
Doba ražby [den]	176	68	53	21
Náklady spojené s dobou ražby [kč]	21 820 374,12	8 407 530,78	6 567 704,49	2 584 037,73
Celkem [kč]	39 379 647,12			
Vláknobetonové ostění				
Doba ražby [den]	159	61	46	17
Náklady spojené s dobou ražby [kč]	19 710 059,81	7 625 926,16	5 655 200,42	2 170 144,24
Celkem [kč]	35 161 330,63			
Úspora nákladů související se zkrácením doby výstavby				
Úspora nákladů [kč]	2 110 314,31	781 604,62	912 504,08	413 893,49
Celkem úspora nákladů [kč]	4 218 316,50			

10.4.3. Celkové náklady

Po určení nákladů na materiál a nákladů souvisejících s dobou ražeb, je dále možné provést celkové porovnání obou variant (běžně vyztužené ostění a vláknobetonové ostění). Celkové náklady v Tab. 48 jsou již sečtené dohromady pro obě části profilu (kalota + opěří).

Tab. 48 Porovnání celkových nákladů (kalota + opěří)

Porovnání celkových nákladů (kalota + opěří)				
Běžně vyztužené ostění				
Náklady na vybrané výztužné prvky [kč]	17 436 719,14	16 940 155,12	21 237 780,91	5 823 204,12
Náklady spojené s dobou ražby [kč]	68 659 118,46	48 908 452,32	45 661 483,64	18 485 733,74
Celkové náklady [kč]	86 095 837,59	65 848 607,44	66 899 264,55	24 308 937,87
	243 152 647,45			
	100,00%			
Vláknobetonové ostění				
Náklady na vybrané výztužné prvky [kč]	21 254 862,92	18 302 766,92	21 890 487,41	5 690 698,18
Náklady spojené s dobou ražby [kč]	61 294 816,12	43 250 815,38	40 339 906,73	15 591 175,68
Celkové náklady [kč]	82 549 679,04	61 553 582,30	62 230 394,14	21 281 873,86
	227 615 529,33			
	93,61%			
Úspora nákladů při použití vláknobetonového ostění				
Úspora nákladů [kč]	3 546 158,56	4 295 025,14	4 668 870,41	3 027 064,01
Celková úspora nákladů [kč]	15 537 118,12			
	6,39%			

Z provedených výpočtů je zřejmé, že z ekonomického hlediska je v daném případě vláknobetonové ostění výhodnější variantou. Z výsledků je patrné, že vláknobeton je v lehčích třídách dražší materiál než samotný stříkaný beton s rámy a sítěmi. Výhoda využití vláknobetonu ovšem spočívá ve významných úsporách spojených se zrychlením ražby.

Porovnání celkových nákladů (kalota + opěří)		[%]
	Celkové náklady [%]	
Běžně vyztužené primární ostění	100,00	
Vláknobetonové primární ostění	93,61	
Celková úspora nákladů	6,39	

Obr. 120 Grafické porovnání celkových nákladů

10.5. Shrnutí výsledků porovnání

V této kapitole bylo provedeno vyhodnocení ekonomických a časových výhod a nevýhod spojených s využitím vláknobetonového primárního ostění pro konkrétní projekt. Z provedeného porovnání vyplývá, že v daném případě je vláknobetonové ostění výhodnější variantou.

Na druhou stranu v obecné rovině se využití vláknobetonu nemusí vyplatit. Vždy je třeba udělat rozvahu pro konkrétní stavbu. Neméně důležitými faktory jsou dostupnost materiálu v dané oblasti, zkušenosti pracovníků s použitím nových technologií, přístup investora k inovativním řešením apod.

Tab. 49 Shrnutí výhod a nevýhod vláknobetonového primárního ostění

Vláknobetonové primární ostění	
výhody	nevýhody
časová úspora (milníky, konkurenceschopnější nabídka, případné finanční úspory)	vyšší cena materiálu
bezpečnost (dělníci nemusí vstupovat pod nezajištěné výrub)	v nepříznivých geotechnických podmínkách nemůže z hlediska únosnosti nahradit prutovou výztuž
lépe lze použít v komplikovaných tvarech (propojky a křížení)	Vyšší nároky na přesnost profilace v případě ražby pomocí trhacích prací a následné realizace sekundárního ostění
možnost provedení kvalitnější vrstvy stříkaného betonu (dutiny za prutovou výztuží)	nerovnost finálního povrchu v případě následné realizace sekundárního ostění
úspora materiálu (ekologické hledisko)	v případě ocelových vláken je nutný přestřík pod hydroizolaci pro její ochranu
rychle se rozvíjející technologie s vysokým potenciálem	další požadavky na průkazní zkoušky

11. Metoda LaserShell

V kapitole 9.1 je uvedeno, že vláknobeton je využíván při ražbě Norskou tunelovací metodou v pevném horninovém masivu. Tato kapitola je věnována další oblasti využití vláknobetonu v naprosto odlišných geotechnických podmínkách pro ražbu tunelů. Jedná se o metodu LaserShell využívanou například v Anglii.

Koncepce této metody byla vyvinuta společnostmi Morgan Est. (Británie) a Beton und Monierbau (Rakousko) pro stavbu terminálu 5 letiště Heathrow v Londýně. Hlavní charakteristiky této metody jsou uvedeny v následujících odstavcích.

Jedná se o jednoplášťové ostění. Prakticky veškerý nastříkaný beton tvoří součást trvalého vodotěsného ostění.

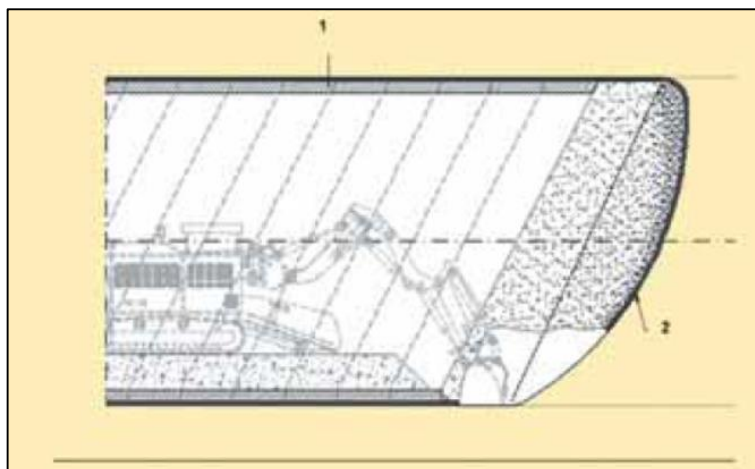
Tunelové ostění tvoří stříkaný beton bez ocelových sítí a bez příhradových rámců. Tím je značně zvýšena bezpečnost práce, jelikož není nutné vstupovat při montáži rámců do prostoru nezajištěné čelby. Navíc se tím zvyšuje kvalita ostění, protože se eliminují problémy stínování v oblasti žeber a koroze oceli. Výkony ražeb mohou být vyšší vzhledem k odpadající instalaci příhradových rámců a sítí.

Tvary výrubu a ostění jsou kontrolovány pomocí laserového dálkoměru TunnelBeamer, kterým je měřena poloha libovolných bodů na povrchu výrubu nebo na vnitřním líci ostění. Údaje dálkoměru jsou průběžně ukládány do počítače umístěného v blízkosti provádění měření. Počítač obsahuje informace o prostorovém tvaru tunelu. Na monitoru se zobrazuje porovnání teoretické a skutečné polohy výrubu či ostění. Počítač ovládá inženýr, který komunikuje s obsluhou tunelbagru nebo s operátorem trysky (Obr. 121).



Obr. 121 TunnelBeamer s připevněným laptopem (vlevo); inženýr směny používající TunnelBeamer pro navádění operátora trysky (vpravo) [25]

Čelba je ukloněná a vyklenutá (Obr. 122), což zvyšuje stabilitu ve srovnání s klasickou svislou čelbou. Tvar čelby také snižuje sedání povrchu terénu.



Obr. 122 Klenutý tvar čelby ražené metodou LaserShell (1 - Strukturní vrstva aplikovaná na počáteční vrstvu, 2 - počáteční vrstva aplikovaná na klenutou čelbu) [25]

Tunel je zpravidla ražen na plný profil, což vede k minimalizování počtu pracovních spár a k zvýšení produktivity. Rychlé uzavření prstence ostění také snižuje sedání povrchu terénu.

Jednoplášťové ostění je prováděno ve třech vrstvách:

Počáteční vrstva (tl. 75 mm, vyztužená ocelovými drátky) slouží pro okamžité konstrukční zajištění nově vzniklého výrubu a pro zlepšení vodotěsnosti ostění. Tato vrstva je považována za „ztracenou“ z hlediska statického návrhu, protože by mohla být vystavena působení síranů.

Konstrukční vrstva (obecně 200 – 250 mm silná, vyztužená ocelovými drátky) slouží pro vytvoření trvalé nosné konstrukce. Tuto vrstvu lze provádět v několika etapách (v závislosti na poloze a rozměrech tunelu).

Dokončující vrstva stříkaného betonu (t. 50 mm, bez ocelových drátků) je aplikována po dokončení ražeb a její povrch je upraven ručně, aby bylo dosaženo hladkého profilu ostění. Pro tuto vrstvu je použito nižší množství urychlovače tuhnutí (přibližně 2 %).

Uvedená kapitola vychází ze zdrojů [3] a [25].

12. Závěr

Výsledkem provedených výpočtů je potvrzení původních předpokladů, že možnost využití stříkaného vláknobetonu pro primární ostění slovenského tunelu Považský Chlmec by byla za daných podmínek nejen reálná, ale i časově a ekonomicky výhodná.

V diplomové práci jsou nejprve uvedeny základní informace o řešeném tunelu včetně geologických poměrů, ve kterých se tunel nachází. Dále jsou rozebrány zkušenosti z ražby tunelu včetně porovnání předpokládaných a skutečně realizovaných technologických tříd pro primární zajištění výrubu.

Následným krokem je výpočet vnitřních sil v primárním ostění, pro který byly vybrány tři charakteristické příčné řezy s různými technologickými třídami výrubu. Třídy 4.2 a 5.1, které byly navrženy bez spodní klenby, odpovídají velmi příznivým geotechnickým podmínkám s nadložím 120 m. Zbývajících modelovaná třída 6.2, navržená se spodní klenbou, odpovídá horším geotechnickým podmínkám s nižším nadložím 60 m. Pro výpočet vnitřních sil byly vytvořeny numerické modely, ve kterých byl zohledněn skutečný postup výstavby. Jejich výsledkem byly především průběhy vnitřních sil v ostění. Pro třídy s vyšším nadložím bylo prokázáno, že hlavní nosnou funkci zde plní horninový masiv a realizované ostění přenáší pouze malou část zatížení, což velmi dobře koresponduje se zkušenostmi z výstavby.

Následně bylo možné provést posouzení primárního ostění vyztuženého ocelovými rámy a sítěmi. Z jeho výsledků je patrné, že v navržené konstrukci výztuž na únosnost ostění nemá příliš velký vliv a byla navržena především pro splnění konstrukční zásady minimálního vyztužení, kterou specifikuje norma pro beton (EC 2).

Ze zjištěných skutečností vyplynula úvaha o možnosti využití stříkaného vláknobetonu, kde jsou rámy a síť, běžně používané pro vyztužení betonu, nahrazeny rovnoměrně rozptýlenými vlákny. Za tímto účelem byly podrobně rozebrány vlastnosti tohoto kompozitního materiálu včetně nezbytných průkazných zkoušek. Na jejich výsledcích byla prokázána dostatečná houževnatost. Zároveň byly vysvětleny a porovnány způsoby určení residuální pevnosti v tahu za ohybu, což je zásadní materiálová charakteristika pro posouzení únosnosti. Únosnost primárního ostění byla v první fázi vypočtena bez vlivu vláken. Výsledky potvrdily, že ostění technologických tříd 4.2 a 5.1 by bylo schopno přenést zatížení i bez tahového působení přidaných vláken, což však již pro

třidu 6.2 neplatí. Pro tuto třídu účinky zatížení překračují hranice interakčního diagramu, i když pouze minimálně. Proto byl v další fázi posouzení únosnosti ostění zohledněn vliv přidanych vláken.

Vzhledem k tomu, že české normy nemají v této oblasti dostatečnou oporu, bylo třeba vycházet také ze zahraničních podkladů, především z mezinárodního předpisu Model Code 2010 nebo rakouské směrnice pro vláknobeton (Richtlinie Faserbeton). Posouzením bylo prokázáno, že navržené vláknobetonové ostění z hlediska únosnosti při zachování původní tloušťky stříkaného betonu vyhovělo.

Závěrem je provedeno porovnání tradičně vyztuženého a vláknobetonového primárního ostění z hledisek únosnosti, rychlosti výstavby a ceny díla. Provedené posouzení by mělo být velmi dobrým podkladem pro budoucí obdobné stavby v ČR, na kterých by bylo zvažováno využití primárního ostění ze stříkaného vláknobetonu.

Seznam použité literatury a ostatních zdrojů:

Publikace

- [1]. Baláž, M.: Numerické výpočty ražené stanice metra Nádraží Veleslavín, Bakalářská práce, ČVUT FSv, 2015
- [2]. Barták, J.; Hořejší, J.; Zapletal, A.: Doporučení pro zpracování statických výpočtů ražených tunelů dle EC, 2010
- [3]. Barták, J.; Pruška J.: Podzemní stavby, ČVUT FSv, 2011
- [4]. Beňo, J.: Segmentová ostění tunelů z drátkobetonu, Disertační práce, ČVUT FSv, 2015
- [5]. Chamra, P.: Numerické modelování kotevního systému, Disertační práce, ČVUT FSv, 2013
- [6]. EFNARC: European Specification for Sprayed Concrete, 1996
- [7]. Faltýnek, J.: Tunely prováděné metodou čelního odtěžování (Metoda „želva“), Diplomová práce, ČVUT FSv, 2016
- [8]. Havelka, O.: Numerické modelování dálničního tunelu Považský Chlmec, Bakalářská práce, ČVUT FSv, 2016
- [9]. ITA-AITES: Stříkaný beton v podzemním stavitelství, 2008
- [10]. ITA-AITES: Zásady pro používání stříkaného betonu, 2003
- [11]. Krátký, J.; Trtík, K.; Vodička, J.: Drátkobetonové konstrukce, ČBZ, ČKAIT, 1999
- [12]. Matúška, T.: Striekaný betón s rozptýlenou výstužou pri razení tunelov, TUKE FBERG, 2016
- [13]. NGI: Using the Q-system, Rock mass classification and support design, 2013
- [14]. Norwegian Concrete Association: Sprayed Concrete for Rock Support, 2011
- [15]. Procházka, J., Šmejkal, J.: Navrhování betonových konstrukcí – Příručka k ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1991-1-2, Technická pomůcka, ČKAIT, 2013
- [16]. Pruška, J.: Geomechanika, ČVUT FSv, 2002
- [17]. Ressler, Ch. a kol.: Smernica pre betony s vláknami, ERMCO, 2010

- [18]. Straková, P.: Technicko-ekonomické posouzení technologických tříd NRTM, ČVUT FSv, 2016
- [19]. Thomas, A.: Numerical modelling of sprayed concrete tunnel linings, 2011
- [20]. Thomas, A.: Sprayed Concrete Lined Tunnels, 2009
- [21]. Vydrová, L.: Statické řešení tunelového uzlu Stepney Green na Crossrail Link v Londýně, Diplomová práce, ČVUT FSv, 2008

Články

- [22]. Barták, J.: Norská tunelovací metoda a stříkaný drátkobeton, Tunel 3/1994
- [23]. Hilar, M.; Beňo, J.: Segmentová ostění tunelů z drátkobetonu, Tunel 3/2012
- [24]. Hilar, M.; Thomas, A.: Výstavba tunelů pod letištěm Heathrow, Tunel 3/2005
- [25]. Hilar, M.; Thomas, A.; Falkner, L.: Nejnovější inovace v provádění ostění ze stříkaného betonu – metoda Lasershell, Tunel 4/2005
- [26]. Hilar, M.; Vítek P.: Experimentální zatěžovací zkoušky drátkobetonových a železobetonových prefabrikovaných segment pro ostění tunelů, Tunel 4/2012
- [27]. John, M.; Mattle B.: Factors of shotcrete lining design, Tunnel and Tunnelling, 2003
- [28]. Jovičić, V.; Šušteršič, J.: Use of Fibre-reinforced Shotcrete for Primary Lining in the Dekani Tunnel, Quark, 2008
- [29]. Mařík, L.: Tunel Považský Chlmec na dálnici D3 Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno) od projektu k realizaci, Tunel 1/2015
- [30]. Nosek, J.: Spolehlivost numerického modelování ražby NRTM, Tunel 4/2015
- [31]. Petko, A.; Pastrňák, V.: Technológia, postup a špecifiká razenia tunela Považský Chlmec, Tunel 3/2015
- [32]. Ráček, V.; Vodička, J.; Krátký, J.: Srovnání MC 2010 a ČSN 73 4252 při zatřídění drátkobetonu do pevnostní třídy, 2015
- [33]. Vodička, J.; Křístek, V.; Ráček, V.: Porovnání pevnostní třídy prostého betonu a vláknobetonu, 2016

Příspěvky z konferencí

- [34]. Eberie, C.: Model Code, Eurocode and fibre reinforced concrete, The British Tunnelling Society Young Members (BTSYM), 2014
- [35]. Hilar, M.; Srb, M.; Zmítko, J.; Pastrňák V.; Petráš V.: Optimalizace ražeb tunelu Považský Chlmec na D3, Tunely a podzemné stavby, Žilina 2015
- [36]. Hilar, M.; Srb, M.; Zmítko, J.; Pastrňák, V.; Petráš, V.: Ražené úseky tunelu Považský Chlmec – předpoklady a skutečnost, Podzemní stavby, Praha 2016
- [37]. Klečka, T.; Bouška, P.; Kolísko, J.: Vlastnosti stříkaných betonů v počátečním stádiu tvrdnutí, VII. Mezinárodní symposium Sanace betonových konstrukcí, Brno 1997
- [38]. Mareček, L.; Horváth, D.: Vliv geologických poměrů na ražbu tunelu Považský Chlmec, Podzemní stavby, Praha 2016
- [39]. Mařík, L.: Dálnice D3 Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno) Tunel Považský Chlmec, Tunelářské odpoledne 1/2015
- [40]. Mařík, L.; Růžička, P.: Dálniční tunel Považský Chlmec – od projektu k realizaci, 89. Betonářský úterek, Praha 2015
- [41]. Papworth, F.: Design Guidelines For The Use Of Fibre Reinforced Shotcrete In Ground Support, 27th Conference on Our World In Concrete and Structures, Singapore 2002
- [42]. Petko, A.; Pastrňák, V.: Tunel Považský Chlmec – Doterajší priebeh výstavby, Podzemní stavby, Praha 2016
- [43]. RILEM TC: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete, Materials and Structures, Vol. 36, 2003
- [44]. Růžička, P.; Uhrin, M.: Podzemní stavby: Stříkaný vláknobeton, 43. Konference Zakládání staveb, Brno 2015
- [45]. Tlamsa, J.; Veselý, V.; Vojtěchovská, A.: Úloha geotechnického monitoringu a inženýrsko-geologické dokumentace v rámci výstavby tunelu Považský Chlmec, Podzemní stavby, Praha 2016

Podklady z průzkumných prací a realizační dokumentace

- [46]. Holeša, Š.: Dial'nica D3 Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno) km 6,850 – 11,100, Dokumentácia prieskumov, Geoconsult, 2006
- [47]. Mařík, L.: Dial'nica D3 Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno), 410-00 Razenie tunela NRTM a primárne ostenie, IKP Consulting Engineers, 2015
- [48]. Matejček, A.: Dial'nica D18 Hričovské Podhradie – Kysucké Nové Město, II. etapa/časť B – Tunel Považský Chlmec, úsek 8,3 – 10,55 km, Záverečná správa – Podrobný inžinierskogeologický a hydrogeologický prieskum, Geoconsult, 1999

Normy a technické předpisy

- [49]. ČSN EN 14487: Stříkaný beton, Český normalizační institut, 2005
- [50]. ČSN EN 14488: Zkoušení stříkaného betonu, Český normalizační institut, 2006
- [51]. ČSN EN 14889-1: Vlákná do betonu – Část 1: Ocelová vlákna – Definice, specifikace a shoda, Český normalizační institut, 2007
- [52]. ČSN EN 14889-2: Vlákná do betonu – Část 2: Polymerová vlákna – Definice, specifikace a shoda, Český normalizační institut, 2007
- [53]. ČSN EN 1990: Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí, Český normalizační institut, 2003
- [54]. ČSN EN 1992-1: Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí, Český normalizační institut, 2007
- [55]. ČSN EN 1997-1: Eurokód 7, Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla, Český normalizační institut, 2006
- [56]. ČSN EN 1997-2: Eurokód 7, Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 2: Průzkum a zkoušení základové půdy, Český normalizační institut, 2008
- [57]. EN 14651: Test method for metallic fibered concrete – Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual), CEN, 2005
- [58]. Model Code 2010 – Volume 1, CEB FIP, 2010

- [59]. Model Code 2010 – Volume 2, CEB FIP, 2010
- [60]. Richtlinie Faserbeton, ÖNORM, 2008
- [61]. Richtlinie Spritzbeton, ÖNORM, 2009
- [62]. STN 73 7507: Projektovanie cestných tunelov, Slovenský ústav technickej normalizácie, 2007
- [63]. Teknologiavdelingen Rapport Nr. 2538, Arbeider foran stuff og stabilitetssikring i vegtunneler, Statens vegvesen, 2010

Firemní publikace

- [64]. Brinkgreve, R. B. J.: Plaxis Manuals (General Information, Tutorial Manual, Material Models Manual), 2015
- [65]. Chittenden, N.: Sprayed Concrete – Use of Alternative Reinforcement – Fibres, BASF, 2016
- [66]. Vandewalle, M.: Tunnelling is an Art, Dramix, 2005

Internetové stránky

- [67]. www.barab.eu (cit. 2016)
- [68]. www.bekaert.com (cit. 2016)
- [69]. www.gemeinschaftskraftwerk-inn.com (cit. 2016)
- [70]. www.ita-aitec.cz (cit. 2016)
- [71]. www.master-builders-solutions.basf.cz (cit. 2016)
- [72]. www.ndsas.sk (cit. 2016)
- [73]. www.plaxis.nl (cit. 2016)
- [74]. www.stavba.tzb-info.cz (cit. 2016)

Fotodokumentace

- [75]. Fotoarchiv firmy HOCHTIEF CZ a.s. (2016)

Seznam obrázků:

OBR. 1 SCHÉMATICKÁ SITUACE REALIZOVANÉHO ÚSEKU SLOVENSKE DÁLNIČE D3 [45].....	21
OBR. 2 PŘEVÝŠENÝ PODÉLNÝ ŘEZ JTT TUNELU POVAŽSKÝ CHLMEC [35].....	22
OBR. 3 ZÁPADNÍ PORTÁL S MOSTNÍ ESTAKÁDOU (11/2015) [75].....	23
OBR. 4 STŘEDOVÁ JÁMA (07/2016) [75].....	23
OBR. 5 VÝCHODNÍ PORTÁL (11/2015) [75].....	24
OBR. 6 VZOROVÝ PŘÍČNÝ ŘEZ TUNELU NA PATKÁCH [42].....	25
OBR. 7 SLEPENCE S VÁPITO-PÍŠČITÝM TMELEM S VYSOKOU PEVNOSTÍ A ODOLNOSTÍ VŮČI ZVĚTRÁVÁNÍ (VLEVO); SLEPENCE NIŽŠÍ PEVNOSTI S JÍLOVITO-SLINITÝM TMELEM S POLOHAMI SLÍNOVCŮ (VPRAVO). [45].....	27
OBR. 8 LAVICOVITÉ POLOHY PÍŠKOVČŮ STŘEDNÍ AŽ VYSOKÉ PEVNOSTI S PŘECHODEM DO TENCE DESKOVITÝCH POLOH SLABĚ VÁPINITÝCH JÍLOVCŮ AŽ PRACHOVČŮ NÍZKÉ PEVNOSTI (VLEVO); VÝRAZNÁ TEKTONICKÁ PORUCHA TVOŘENÁ SILNĚ PODRCENOU HORNINOU (VPRAVO). [45].....	28
OBR. 9 JÍLOVITO-KAMENITÉ SVAHOVINY ZASTIŽENÉ PŘI HLOUBENÍ STŘEDOVÉ JÁMY (VLEVO), TERASOVÉ PÍŠČITÉ ŠTĚRKY ZASTIŽENÉ PŘI HLOUBENÍ ZÁPADNÍHO PORTÁLU (VPRAVO). [45].....	29
OBR. 10 SEVEROVÝCHODNÍ ČÁST STŘEDOVÉ JÁMY S INTENZIVNÍMI PŘÍTOKY Z POLOH KVARTÉRNÍCH ULOŽENIN (VLEVO); PŘÍTOKY PODZEMNÍ VODY ZE ZVODNĚLÝCH PUKLIN PŘI DOBŘICE OPĚŘÍ (VPRAVO). [45].....	30
OBR. 11 PROSTOROVÝ MODEL HORNINOVÉHO MASIVU S NAZNAČENOU POLOHOU TUNELU [38].....	31
OBR. 12 GRAFICKÉ VYJÁDRĚNÍ PŘEDPOKLÁDANÉHO ZASTOUPENÍ KVAZIHOMOGENNÍCH CELKŮ PO TRASE TUNELU.....	32
OBR. 13 DÁLNIČNÍ SÍŤ S ČERVENĚ OZNAČENÝMI TUNELY VE VÝSTAVBĚ (11/2016) [72].....	33
OBR. 14 SCHÉMA ORGANIZACE RAŽEB TUNELU POVAŽSKÝ CHLMEC PŘED PŘESUNUTÍM KAPACIT ZE ZÁPADNÍHO PORTÁLU NA VÝCHODNÍ [31].....	35
OBR. 15 ZAJIŠTĚNÍ PŘÍSTUPU K PRACOVÍŠTI KALOTY (05/2015) [75].....	37
OBR. 16 ROZPOJOVÁNÍ HORNINY TUNELBAGREM V PORTÁLOVÉ ČÁSTI TUNELU (03/2015) [75].....	37
OBR. 17 POHLED Z VRTACÍHO VOZU (04/2015) [75].....	38
OBR. 18 ČELNÍ KOLOVÝ NAKLADAČ A NÁKLADNÍ VOZIDLO DUMPER (03/2015) [75].....	39
OBR. 19 STŘÍKACÍ VŮZ (05/2015, VLEVO), DVOURAMENNÁ MONTÁŽNÍ PLOŠINA (02/2015, VPRAVO) [75].....	39
OBR. 20 POROVNÁNÍ PRO OBA TUNELY (PŘEDPOKLÁDANÉ / REALIZOVANÉ TT).....	43
OBR. 21 I – KŘIVKA REAKCE HORNINOVÉHO MASIVU (FENNER-PACHEROVA KŘIVKA), II – KŘIVKA REAKCE VČAS ZABUDOVANÉHO PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ, III – KŘIVKA NÁRŮSTU TLAKU Z PORUŠENÍ MASIVU, IV – KŘIVKA REAKCE POZDĚ ZABUDOVANÉHO A PŘÍLIŠ PODDAJNÉHO PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ [3].....	46
OBR. 22 SCHÉMA MOŽNÝCH PRŮBĚHŮ KONVERGENCÍ PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ [3].....	47
OBR. 23 DOPORUČENÉ PÁSMO ČÁRY ZRNITOSTI KAMENIVA PRO STŘÍKANÝ BETON [9].....	50
OBR. 24 SCHÉMA SUCHÉHO ZPŮSOBU NÁSTŘIKU BETONU [9].....	54
OBR. 25 SCHÉMATA DVOU ZPŮSOBŮ MOKRÉHO NÁSTŘIKU BETONU (NÁSTŘIK HUTNÝM PROUDEM JE ZOBRAZEN VLEVO A ŘÍDKÝM PROUDEM VPRAVO) [9].....	55
OBR. 26 NADMĚRNÁ PRAŠNOST PŘI NEVHODNÉM NASTAVENÍ SUCHÉHO ZPŮSOBU NÁSTŘIKU BETONU [9].....	57
OBR. 27 VLIV ZPŮSOBU NÁSTŘIKU NA KVALITU OSTĚNÍ (VZORKY ZHOTOVENY ZE STEJNÉ BETONOVÉ SMĚSI ZA STEJNÝCH PODMÍNEK RŮZNÝMI OPERÁTORY TRYSKY) [9].....	58
OBR. 28 UKÁZKA KONSTRUKCE PO ŠPATNĚ PROVEDENÉM NÁSTŘIKU (VLEVO), UKÁZKA ODPADÁVÁNÍ KUSŮ BETONU PŘI ŠPATNÉM NÁSTŘIKU (VPRAVO) [9].....	59
OBR. 29 ZAČIŠŤOVÁNÍ ODTĚŽENÉHO DNA TLAKEM VZDUCHU (VLEVO), ZAČIŠŤOVÁNÍ PODKLADU PROUDEM TLAKOVÉ VODY (VPRAVO) [9].....	60
OBR. 30 POZICE OPERÁTORA TRYSKY PŘI VYUŽITÍ MANIPULÁTORU [9].....	60
OBR. 31 SMĚR NÁSTŘIKU A VZDÁLENOST TRYSKY (VLEVO), VLIV ÚHLU NÁSTŘIKU NA MNOŽSTVÍ SPADU (VPRAVO) [9].....	61
OBR. 32 OCELOVÉ SÍTĚ A RÁMY PŘED PROVEDENÍM NÁSTŘIKU [9].....	62
OBR. 33 OBORY NÁRŮSTU PEVNOSTI MLADÉHO STŘÍKANÉHO BETONU V TLAKU [9].....	65
OBR. 34 PROVÁDĚNÍ ZKOUŠKY ROZLITÍ [9].....	67
OBR. 35 ORIENTAČNÍ ROZSAH POUŽITÍ ZÁKLADNÍCH METOD PRO KONTROLU PEVNOSTI STŘÍKANÉHO BETONU V RŮZNÝCH FÁZÍCH ZRÁNÍ [9].....	69
OBR. 36 SCHÉMA MODELOVANÉ OBLASTI S TUNELY A PŘÍTÍŽENÍM, KTERÉ NAHRAZUJE ZBÝVAJÍCÍ VÝŠKU NADLOŽÍ.....	73
OBR. 37 GEOMETRICKÉ PARAMETRY PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ A KOTVENÉ OBLASTI.....	74

Seznam obrázků a tabulek

OBR. 38 PRACOVNÍ DIAGRAM IDEÁLNĚ PRUŽNOPLASTICKÉHO MATERIÁLOVÉHO MODELU [64]	74
OBR. 39 MOHR-COULOMBOVA PODMÍNKA PLASTICITY (SVISLÁ OSA – SMYKOVÉ NAPĚTÍ, VODOROVNÁ OSA – NORMÁLOVÉ NAPĚTÍ) [64].....	75
OBR. 40 SÍŤ KONEČNÝCH PRVKŮ (MODELOVANÝ ŘEZ 2 - 2, TT 5.1)	80
OBR. 41 ZATĚŽOVACÍ STAV 1 (VÝRUB KALOTY JTT)	82
OBR. 42 ZATĚŽOVACÍ STAV 2 (REALIZACE PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ A SVORNÍKŮ V KALOTĚ JTT)	83
OBR. 43 ZATĚŽOVACÍ STAV 3 (VÝRUB KALOTY STT, DOZRÁNÍ STŘÍKANÉHO BETONU V KALOTĚ JTT).....	83
OBR. 44 ZATĚŽOVACÍ STAV 4 (REALIZACE PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ A SVORNÍKŮ V KALOTĚ STT).....	83
OBR. 45 ZATĚŽOVACÍ STAV 5 (VÝRUB OPĚŘÍ JTT, DOZRÁNÍ STŘÍKANÉHO BETONU V KALOTĚ STT).....	84
OBR. 46 ZATĚŽOVACÍ STAV 6 (REALIZACE PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ A SVORNÍKŮ V OPĚŘÍ JTT).....	84
OBR. 47 ZATĚŽOVACÍ STAV 7 (VÝRUB OPĚŘÍ STT, DOZRÁNÍ STŘÍKANÉHO BETONU V OPĚŘÍ JTT).....	84
OBR. 48 ZATĚŽOVACÍ STAV 8 (REALIZACE PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ A SVORNÍKŮ V OPĚŘÍ STT).....	85
OBR. 49 ZATĚŽOVACÍ STAV 9 (DOZRÁNÍ STŘÍKANÉHO BETONU V OPĚŘÍ STT).....	85
OBR. 50 SVISLÉ EFEKTIVNÍ NAPĚTÍ HORNINOVÉHO MASIVU PO ZAJIŠTĚNÍ VÝRUBŮ - TT 5.1 (ZS 8)	86
OBR. 51 VODOROVNÉ NAPĚTÍ HORNINOVÉHO MASIVU PO ZAJIŠTĚNÍ VÝRUBŮ - TT 5.1 (ZS 8)	87
OBR. 52 PRŮBĚH TLAKOVÝCH NORMÁLOVÝCH SIL (ZS 4), MAXIMÁLNÍ HODNOTA 176,55 kN, MINIMÁLNÍ HODNOTA 139,15 kN ...	89
OBR. 53 PRŮBĚH OHYBOVÝCH MOMENTŮ (ZS 4), MAXIMÁLNÍ HODNOTA NA VNITŘNÍ STRANĚ OSTĚNÍ (DO VÝRUBU) 3,04 kNm A NA VNĚJŠÍ STRANĚ OSTĚNÍ (DO MASIVU) -6,59 kNm	90
OBR. 54 PRŮBĚH TLAKOVÝCH NORMÁLOVÝCH SIL (ZS 8), MAXIMÁLNÍ HODNOTA 698,39 kN, MINIMÁLNÍ HODNOTA 282,26 kN ...	90
OBR. 55 PRŮBĚH OHYBOVÝCH MOMENTŮ (ZS 8), MAXIMÁLNÍ HODNOTA NA VNITŘNÍ STRANĚ OSTĚNÍ (DO VÝRUBU) 21,45 kNm A NA VNĚJŠÍ STRANĚ OSTĚNÍ (DO MASIVU) -33,64 kNm	91
OBR. 56 SKLADBA OSTĚNÍ TT 4.2 [47]	93
OBR. 57 SKLADBA OSTĚNÍ TT 5.1 [47]	94
OBR. 58 SKLADBA OSTĚNÍ TT 6.2 [47]	94
OBR. 59 ROVNOVÁHA V PRŮŘEZU (BOD 5)	97
OBR. 60 ROVNOVÁHA V PRŮŘEZU (BODY 4 - 1)	97
OBR. 61 ROVNOVÁHA V PRŮŘEZU (BOD V ₂)	98
OBR. 62 ROVNOVÁHA V PRŮŘEZU (BODY 49 - 1)	98
OBR. 63 ROVNOVÁHA V PRŮŘEZU (BOD V ₁)	99
OBR. 64 ROVNOVÁHA V PRŮŘEZU (BOD 0)	99
OBR. 65 ROVNOVÁHA V PRŮŘEZU (BOD V ₂ ')	100
OBR. 66 ROVNOVÁHA V PRŮŘEZU (BODY 1' - 49')	100
OBR. 67 ROVNOVÁHA V PRŮŘEZU (BOD V ₁ ')	101
OBR. 68 ROVNOVÁHA V PRŮŘEZU (BODY 1' - 4').....	101
OBR. 69 POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PRŮŘEZU PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ TT 4.2 NA INTERAKCI NORMÁLOVÉ SÍLY A OHYBOVÉHO MOMENTU (BĚŽNÉ VYZTUŽENÍ)	102
OBR. 70 POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PRŮŘEZU PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ TT 5.1 NA INTERAKCI NORMÁLOVÉ SÍLY A OHYBOVÉHO MOMENTU (BĚŽNÉ VYZTUŽENÍ)	103
OBR. 71 POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PRŮŘEZU PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ TT 6.2 NA INTERAKCI NORMÁLOVÉ SÍLY A OHYBOVÉHO MOMENTU (BĚŽNÉ VYZTUŽENÍ)	103
OBR. 72 DÁVKOVÁNÍ VLÁKEN DO BETONOVÉ SMĚSI [44]	105
OBR. 73 OCELOVÁ DRÁTKY (VLEVO) A POLYMEROVÁ VLÁKNA (VPRAVO) [68] A [71].....	106
OBR. 74 POZITIVNÍ VLIV KONCOVÉ ÚPRAVY DRÁTKŮ NA PEVNOST V TAHU DRÁTKOBETONU [66]	107
OBR. 75 PRACOVNÍ DIAGRAMY BETONU S VLÁKNY SHODNÉ DÉLKY A SHODNÉHO DÁVKOVÁNÍ, ALE RŮZNÉ ŠTÍHLOSTI [17].....	107
OBR. 76 PRACOVNÍ DIAGRAMY BETONU S VLÁKNY SHODNÉ ŠTÍHLOSTI A SHODNÉHO DÁVKOVÁNÍ, ALE RŮZNÉ DÉLKY, [17].....	108
OBR. 77 PRACOVNÍ DIAGRAMY BETONU S VLÁKNY SHODNÉHO DÁVKOVÁNÍ, ALE RŮZNÉHO TVARU [17].....	108
OBR. 78 POROVNÁNÍ CHOVÁNÍ UMĚLÝCH A OCELOVÝCH VLÁKEN NA VÝSLEDČÍCH ZATĚŽOVACÍCH ZKOUŠEK NA KRUHOVÉHO PANELU (ČERVENÁ KŘIVKA – VLÁKNOBETONOVÝ VZOREK S UMĚLÝMI VLÁKNY, MODRÁ KŘIVKA – VZOREK S OCELOVÝMI VLÁKNY) [40]	109
OBR. 79 USPOŘÁDÁNÍ ZKOUŠKY KRUHOVÉHO PANELU, OCELOVÁ SOUVISLÁ KRUHOVÁ PODPORA JE ZNÁZORNĚNA PŘERUŠOVANOU ČAROU (ROZMĚRY JSOU UVEDENÉ V MM) [14]	113
OBR. 80 KRUHOVÁ FORMA (VLEVO), PŘIPRAVENÉ FORMY PRO NASTŘÍKÁNÍ ZKUŠEBNÍCH VZORKŮ (VPRAVO) [14].....	113
OBR. 81 PŘÍKLAD VÝSLEDKU MĚŘENÍ A VÝPOČET KAPACITY ABSORBOVANÉ ENERGIE [14].....	114

OBR. 82 SOUČTOVÁ KŘIVKA PRO ZÍSKÁNÍ ZÁVISLOSTI ENERGIE-DEFORMACE (VČETNĚ KORELAČNÍCH SOUČINITELŮ A VÝSLEDNÉ KAPACITY ABSORBOVANÉ ENERGIE) [13]	115
OBR. 83 USPOŘÁDÁNÍ PRO ZATĚŽOVÁNÍ ZKUŠEBNÍHO VZORKU [50]	116
OBR. 84 PŘÍKLAD KŘIVKY ZATÍŽENÍ-PRŮHYB, A - ZATÍŽENÍ V KN, B - PRŮHYB UPROSTŘED DESKY (VLEVO); PŘÍKLAD KŘIVKY ENERGIE-PRŮHYB, A - ENERGIE V J, B - PRŮHYB UPROSTŘED DESKY, E - KAPACITA ABSORBOVANÉ ENERGIE (VPRAVO) [50]	117
OBR. 85 SIMULACE ZATÍŽENÍ PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ POMOCÍ ZKOUŠKY NA ČTVERCOVÉM PANELU [66]	117
OBR. 86 USPOŘÁDÁNÍ ZATÍŽENÍ A VLÁKNOBETONOVÉHO VZORKU (1 – POSUVNÁ PODPORA, 2 – KLOUB, 3 – TUHÝ RÁM) [57]	118
OBR. 87 ZKOUŠKA TŘÍBODOVÝM OHYBEM S VRUBEM [4]	118
OBR. 88 TYPICKÉ USPOŘÁDÁNÍ PRO MĚŘENÍ ROZEVŘENÍ TRHLINY (CMOD) [57]	119
OBR. 89 ZÁVISLOST ZATÍŽENÍ A ROZEVŘENÍ TRHLINY, JEDNOTKA ZATÍŽENÍ NA SVISLÉ OSE JE KN [57]	120
OBR. 90 VÝSLEDKY MĚŘENÍ (ZÁVISLOST ZATÍŽENÍ A ROZEVŘENÍ TRHLINY)	121
OBR. 91 PŘEPOČTENÉ VÝSLEDKY MĚŘENÍ (ZÁVISLOST PEVNOSTI A ROZEVŘENÍ TRHLINY)	122
OBR. 92 SCHÉMA USPOŘÁDÁNÍ ZKOUŠKY ČTYŘBODOVÝM OHYBEM PODLE RAKOUSKÉ SMĚRNICE PRO VLÁKNOBETON (OBRÁZEK VYCHÁZÍ ZE ZDROJE [60])	123
OBR. 93 ZKOUŠKA ČTYŘBODOVÝM OHYBEM TRÁMCOVÉHO ZKUŠEBNÍHO TĚLESA BEZ VRUBU [4]	123
OBR. 94 VZOROVÝ VÝSLEDEK ZKOUŠKY ČTYŘBODOVÝM OHYBEM (ZÁVISLOST ZATÍŽENÍ A PRŮHYBU) [60]	124
OBR. 95 POROVNÁNÍ ZKOUŠKY TŘÍBODOVÝM A ČTYŘBODOVÝM OHYBEM	125
OBR. 96 VÝZTUŽNÁ ŽEBRA SE STŘÍKANÝM VLÁKNOBETONEM A KOTVENÍM (RRS – REINFORCED RIBS OF SPRAYED CONCRETE) [13]	129
OBR. 97 DIAGRAM PRO NÁVRH VYZTUŽENÍ VÝRUBU NA ZÁKLADĚ KVALITY HORNINOVÉHO MASIVU (C/C - ROZESTUPY VÝZTUŽNÝCH ŽEBER RRS) [13]	133
OBR. 98 PODMÍNKA ROVNOVÁHY NA PRŮŘEZU PRO VÝPOČET ÚNOSNOSTI BEZ UVAŽOVÁNÍ VLIVU VLÁKEN	137
OBR. 99 POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PRŮŘEZU PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ TT 4.2 NA INTERAKCI NORMÁLOVÉ SÍLY A OHYBOVÉHO MOMENTU (BEZ VLIVU VLÁKEN)	137
OBR. 100 POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PRŮŘEZU PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ TT 5.1 NA INTERAKCI NORMÁLOVÉ SÍLY A OHYBOVÉHO MOMENTU (BEZ VLIVU VLÁKEN)	138
OBR. 101 POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PRŮŘEZU PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ TT 6.2 NA INTERAKCI NORMÁLOVÉ SÍLY A OHYBOVÉHO MOMENTU (BEZ VLIVU VLÁKEN)	138
OBR. 102 PRACOVNÍ DIAGRAMY VLÁKNOBETONU V PROSTÉM TAHU (PO VZNIKU MAKROTRHLINY ROZEZNÁVÁME PŘETVÁŘENÍ SE ZMĚKČENÍM (A) NEBO ZPEVNĚNÍM (B) V ZÁVISLOSTI NA KONKRÉTNÍ POUŽITÉ VLÁKNOBETONOVÉ SMĚSI) [34]	141
OBR. 103 HLAVNÍ ROZDÍLY V CHOVÁNÍ MATERIÁLU SE ZMĚKČENÍM A ZPEVNĚNÍM (V TAHU, V TAHU ZA OHYBU NA NOSNÍKU A NA DESCE) [58]	142
OBR. 104 TYPICKÁ KŘIVKA NAPĚTÍ - DEFORMACE PRO TRÁMEC Z BETONU VYZTUŽENÉHO VLÁKNY (X - DEFORMACE TRÁMCE V MM, Y - ZBYTKOVÉ NAPĚTÍ V MPA) [49]	143
OBR. 105 ZAVEDENÍ PŮSOBNÍ VLÁKNOBETONU V TAHU DO PODMÍNKY ROVNOVÁHY V PRŮŘEZU	145
OBR. 106 POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PRŮŘEZU PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ TT 4.2 NA INTERAKCI NORMÁLOVÉ SÍLY A OHYBOVÉHO MOMENTU (S VLIVEM VLÁKEN PODLE MC)	145
OBR. 107 POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PRŮŘEZU PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ TT 5.1 NA INTERAKCI NORMÁLOVÉ SÍLY A OHYBOVÉHO MOMENTU (S VLIVEM VLÁKEN PODLE MC)	146
OBR. 108 POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PRŮŘEZU PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ TT 6.2 NA INTERAKCI NORMÁLOVÉ SÍLY A OHYBOVÉHO MOMENTU (S VLIVEM VLÁKEN PODLE MC)	146
OBR. 109 POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PRŮŘEZU PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ TT 4.2 NA INTERAKCI NORMÁLOVÉ SÍLY A OHYBOVÉHO MOMENTU (S VLIVEM VLÁKEN PODLE RL)	149
OBR. 110 POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PRŮŘEZU PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ TT 5.1 NA INTERAKCI NORMÁLOVÉ SÍLY A OHYBOVÉHO MOMENTU (S VLIVEM VLÁKEN PODLE RL)	150
OBR. 111 POSOUZENÍ ÚNOSNOSTI PRŮŘEZU PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ TT 6.2 NA INTERAKCI NORMÁLOVÉ SÍLY A OHYBOVÉHO MOMENTU (S VLIVEM VLÁKEN PODLE RL)	150
OBR. 112 MONTÁŽ SÍTÍ Z PLOŠINY POD NEZAJIŠTĚNÝM VÝRUBEM (08/2015, [75], VLEVO), DEFEKTY NANESENÉHO BETONU ZPŮSOBENÉ NÁSTŘIKEM PŘES PRUTOVOU VÝZTUŽ (VPRAVO, [20])	152
OBR. 113 POROVNÁNÍ SESTROJENÝCH INTERAKČNÍCH DIAGRAMŮ PRO TT 4.2	154
OBR. 114 POROVNÁNÍ SESTROJENÝCH INTERAKČNÍCH DIAGRAMŮ PRO TT 5.1	154
OBR. 115 POROVNÁNÍ SESTROJENÝCH INTERAKČNÍCH DIAGRAMŮ PRO TT 6.2	155
OBR. 116 VLIV VYZTUŽENÍ NA MAXIMÁLNÍ MOMENT ÚNOSNOSTI PRO TT 6.2 V PROCENTECH	155

Seznam obrázků a tabulek

OBR. 117 ČASOVÝ SNÍMEK TT 5.1 - KALOTA, BĚŽNĚ VYZTUŽENÉ OSTĚNÍ	157
OBR. 118 ČASOVÝ SNÍMEK TT 5.1 - KALOTA, VLÁKNOBETONOVÉ OSTĚNÍ	157
OBR. 119 GRAFICKÉ POROVNÁNÍ DOBY RAŽBY V JEDNOTLIVÝCH TT PRO OBĚ VARIANTY VYZTUŽENÍ.....	160
OBR. 120 GRAFICKÉ POROVNÁNÍ CELKOVÝCH NÁKLADŮ.....	165
OBR. 121 TUNNELBEAMER S PŘÍPEVNĚNÝM LAPTOPEM (VLEVO); INŽENÝR SMĚNY POUŽÍVAJÍCÍ TUNNELBEAMER PRO NAVÁDĚNÍ OPERÁTORA TRYSKY (VPRAVO) [25].....	167
OBR. 122 KLENUTÝ TVAR ČELBY RAŽENÉ METODOU LASERSHELL (1 - STRUKTURNÍ VRSTVA APLIKOVANÁ NA POČÁTEČNÍ VRSTVU, 2 - POČÁTEČNÍ VRSTVA APLIKOVANÁ NA KLENUTOU ČELBU) [25].....	168

Seznam tabulek:

TAB. 1 PŘEDPOKLÁDANÉ ZASTOUPENÍ KVAZIHOMOGENNÍCH CELKŮ PO TRASE TUNELU	32
TAB. 2 PŘEHLED TECHNOLOGICKÝCH TŘÍD S POPISEM PRVKŮ PRO ZAJIŠTĚNÍ VÝRUBU	41
TAB. 3 PŘEHLED DÉLEK ÚSEKŮ S REALIZOVANÝMI TECHNOLOGICKÝMI TŘÍDAMI (TT) PRO KAŽDOU TUNELOVOU TROUBU ZVLÁŠT (MP – MIKROPILOTOVÝ DEŠTNÍK, KOR – RAŽBA TUNELU V NĚKTERÝCH PŘIPOŘÁDÁVACÍCH ČÁSTECH POD ZASTROPENÍM - METODA „ŽELVA“, HL – HLOUBENÉ ÚSEKY TUNELU)	42
TAB. 4 PŘEHLED DÉLEK ÚSEKŮ S REALIZOVANÝMI TECHNOLOGICKÝMI TŘÍDAMI PRO OBĚ TUNELOVÉ TROUBY (STT + JTT).....	43
TAB. 5 ORIENTAČNÍ SLOŽENÍ BETONOVÉ SMĚSI PRO NÁSTŘIK SUCHOU A MOKROU CESTOU (TABULKA VYCHÁZÍ ZE ZDROJE [9])	49
TAB. 6 MEZE ZRNITOSTI KAMENIVA DOPORUČOVANÉ PRO STŘÍKANÝ BETON [9]	50
TAB. 7 NEJČASTĚJŠÍ PŘÍKLADY DRUHŮ STŘÍKANÉHO BETONU [9]	63
TAB. 8 TŘÍDY PEVNOSTI STŘÍKANÉHO BETONU [9]	64
TAB. 9 PŘEDEPSANÉ PEVNOSTI V TLAKU V MPa MLADÉHO STŘÍKANÉHO BETONU PRO JEDNOTLIVÉ OBORY [9]	65
TAB. 10 ZÁKLADNÍ PARAMETRY VYBRANÝCH PŘÍČNÝCH ŘEZŮ PRO VÝPOČET VNITŘNÍCH SIL (TT 4.2 ODPOVÍDÁ NEJLEHČÍMU MODELOVANÉMU VYZTUŽENÍ VÝRUBU V NEJPŘÍZNIVĚJŠÍCH MODELOVANÝCH GEOTECHNICKÝCH PODMÍNKÁCH PRO RAŽBU)	71
TAB. 11 GEOMETRICKÉ PARAMETRY PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ TT 5.1	73
TAB. 12 GEOMETRICKÉ PARAMETRY PROKOTVENÉ OBLASTI TT 5.1	73
TAB. 13 PARAMETRY PRO VÝPOČET NÁVRHOVÝCH HODNOT ÚČINKU ZATÍŽENÍ.....	76
TAB. 14 PŘEHLED GEOTECHNICKÝCH PARAMETRŮ VŠECH TŘÍ MODELOVANÝCH ŘEZŮ	77
TAB. 15 MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY STŘÍKANÉHO BETONU VE DVOU FÁZÍCH ZRÁNÍ.....	78
TAB. 16 VÝPOČET ZVÝŠENÉ SOUDRŽNOSTI HORNINY V OKOLÍ TUNELU ZOHLEDŇUJÍCÍ VLIV KOTVENÍ	80
TAB. 17 MODELOVANÝ POSTUP VÝSTAVBY (ŘEZ 2 – 2, TT 5.1)	82
TAB. 18 MAXIMÁLNÍ DEFORMACE PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ.....	88
TAB. 19 POROVNÁNÍ VLASTNOSTÍ VYBRANÝCH TYPŮ VLÁKEN DO STŘÍKANÉHO BETONU [12, 63, 66, 69]	109
TAB. 20 POROVNÁNÍ VYBRANÝCH TECHNICKÝCH ÚDAJŮ DVOU TYPŮ POLYMEROVÝCH VLÁKEN [71]	110
TAB. 21 NAVRŽENÁ RECEPTURA PRO ZKUŠEBNÍ ÚSEK TUNELU POVAŽSKÝ CHLMEC.....	111
TAB. 22 POŽADOVANÁ KAPACITA ABSORBOVANÉ ENERGIE PO 7 DNECH PODLE ÚČELU POUŽITÍ STŘÍKANÉHO VLÁKNOBETONU	116
TAB. 23 VZTAH MEZI ROZEVŘENÍ TRHLINY A PRŮHYBEM [57]	119
TAB. 24 POSKYTNUTÉ VÝSLEDKY ZKOUŠEK ZE ZAHRANIČNÍCH PROJEKTŮ.....	121
TAB. 25 VÝPOČET PEVNOSTÍ V TAHU ZA OHYBU NA ZKUŠEBNÍCH VZORCÍCH ZE ZATÍŽENÍ PRO PŘEDEPSANÉ ROZEVŘENÍ TRHLINY	122
TAB. 26 POSOUZENÍ HOUŽEVNATOSTI PODLE MODEL CODE 2010.....	122
TAB. 27 STANOVENÍ ESR (ÚČEL STAVBY A JEJÍ SPOLEČENSKÝ VÝZNAM) [3, 13]	134
TAB. 28 KATEGORIE VYZTUŽENÍ VÝRUBU NA ZÁKLADĚ KVALITY HORNINOVÉHO MASIVU, ROZPĚTÍ A ESR [13].....	134
TAB. 29 PARAMETRY VÝZTUŽNÝCH ŽEBER SE STŘÍKANÝM VLÁKNOBETONEM A KOTVENÍM (SI – JEDNA VRSTVA S 6 VÝZTUŽNÝMI PRUTY, D – DVĚ VRSTVY VÝZTUŽNÝCH PRUTŮ) [13]	135
TAB. 30 PRVKY ZAJIŠTĚNÍ VÝRUBU V ZÁVISLOSTI NA TECHNOLOGICKÉ TŘÍDĚ V NORSKÝCH PODMÍNKÁCH [63]	136
TAB. 31 DEFINICE TŘÍD ZBYTKOVÉ PEVNOSTI [49]	142
TAB. 32 VÝPOČET NÁVRHOVÝCH HODNOT PEVNOSTÍ V TAHU ZA OHYBU PRO POSUZOVANÉ TECHNOLOGICKÉ TŘÍDY	144
TAB. 33 MINIMÁLNÍ HODNOTY CHARAKTERISTICKÉ EKVALENTNÍ PEVNOSTI V TAHU ZA OHYBU PRO 7 TŘÍD VLÁKNOBETONU [60] ..	148
TAB. 34 NAVRŽENÉ TŘÍDY VLÁKNOBETONU PODLE RAKOUSKÉ SMĚRNICE PRO VLÁKNOBETON	151
TAB. 35 REKAPITULACE ČASOVÝCH SNÍMKŮ PRO BĚŽNĚ VYZTUŽENÉ PRIMÁRNÍ OSTĚNÍ.....	158

TAB. 36 REKAPITULACE A VÝPOČET CELKOVÝCH A PRŮMĚRNÝCH RYCHLOSTÍ RAŽEB PRO BĚŽNĚ VYZTUŽENÉ PRIMÁRNÍ OSTĚNÍ.....	159
TAB. 37 REKAPITULACE A VÝPOČET CELKOVÝCH A PRŮMĚRNÝCH RYCHLOSTÍ RAŽEB PRO VLÁKNOBETONOVÉ PRIMÁRNÍ OSTĚNÍ.....	159
TAB. 38 POROVNÁNÍ PRŮMĚRNÝCH RYCHLOSTÍ RAŽEB PRO OBĚ VARIANTY	159
TAB. 39 POROVNÁNÍ DOBY RAŽBY V JEDNOTLIVÝCH TT PRO OBĚ VARIANTY VYZTUŽENÍ.....	160
TAB. 40 NÁKLADY NA VYBRANÉ PRVKY BĚŽNĚ VYZTUŽENÉHO OSTĚNÍ (KALOTA)	161
TAB. 41 NÁKLADY NA VYBRANÉ PRVKY VLÁKNOBETONOVÉHO OSTĚNÍ (KALOTA)	161
TAB. 42 POROVNÁNÍ NÁKLADŮ NA MATERIÁL PRO OBĚ VARIANTY (KALOTA).....	161
TAB. 43 NÁKLADY NA VYBRANÉ PRVKY BĚŽNĚ VYZTUŽENÉHO OSTĚNÍ (OPĚŘÍ)	162
TAB. 44 NÁKLADY NA VYBRANÉ PRVKY VLÁKNOBETONOVÉHO OSTĚNÍ (OPĚŘÍ)	162
TAB. 45 POROVNÁNÍ NÁKLADŮ NA MATERIÁL PRO OBĚ VARIANTY (OPĚŘÍ)	162
TAB. 46 VÝPOČET ÚSPOR SOUVISEJÍCÍCH SE ZKRÁCENÍM DOBY VÝSTAVBY (KALOTA)	163
TAB. 47 VÝPOČET ÚSPOR SOUVISEJÍCÍCH SE ZKRÁCENÍM DOBY VÝSTAVBY (OPĚŘÍ)	164
TAB. 48 POROVNÁNÍ CELKOVÝCH NÁKLADŮ (KALOTA + OPĚŘÍ)	165
TAB. 49 SHRNUKUTÍ VÝHOD A NEVÝHOD VLÁKNOBETONOVÉHO PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ	166

Přílohová část 1

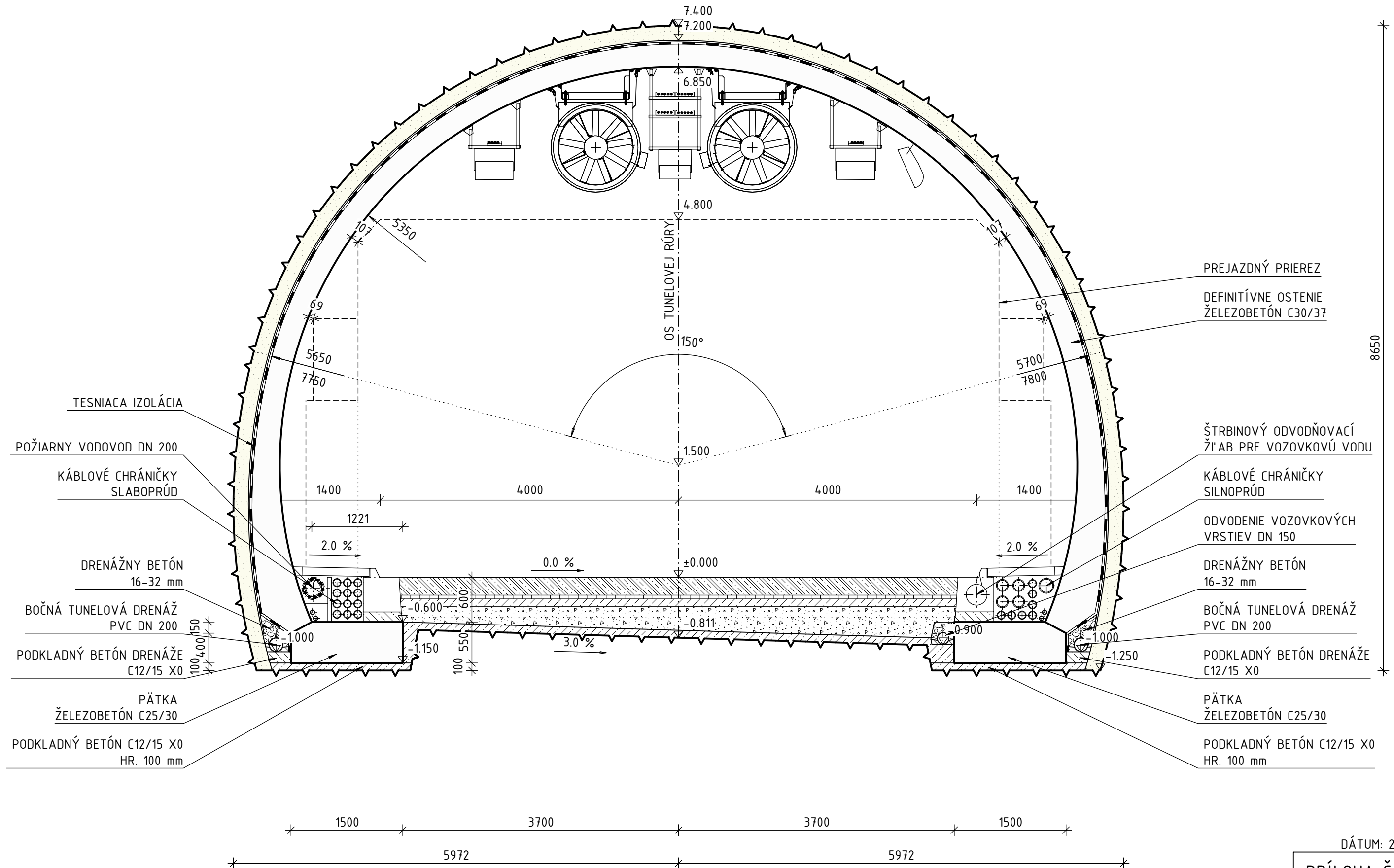
Tunel Považský Chlmec

Seznam příloh:

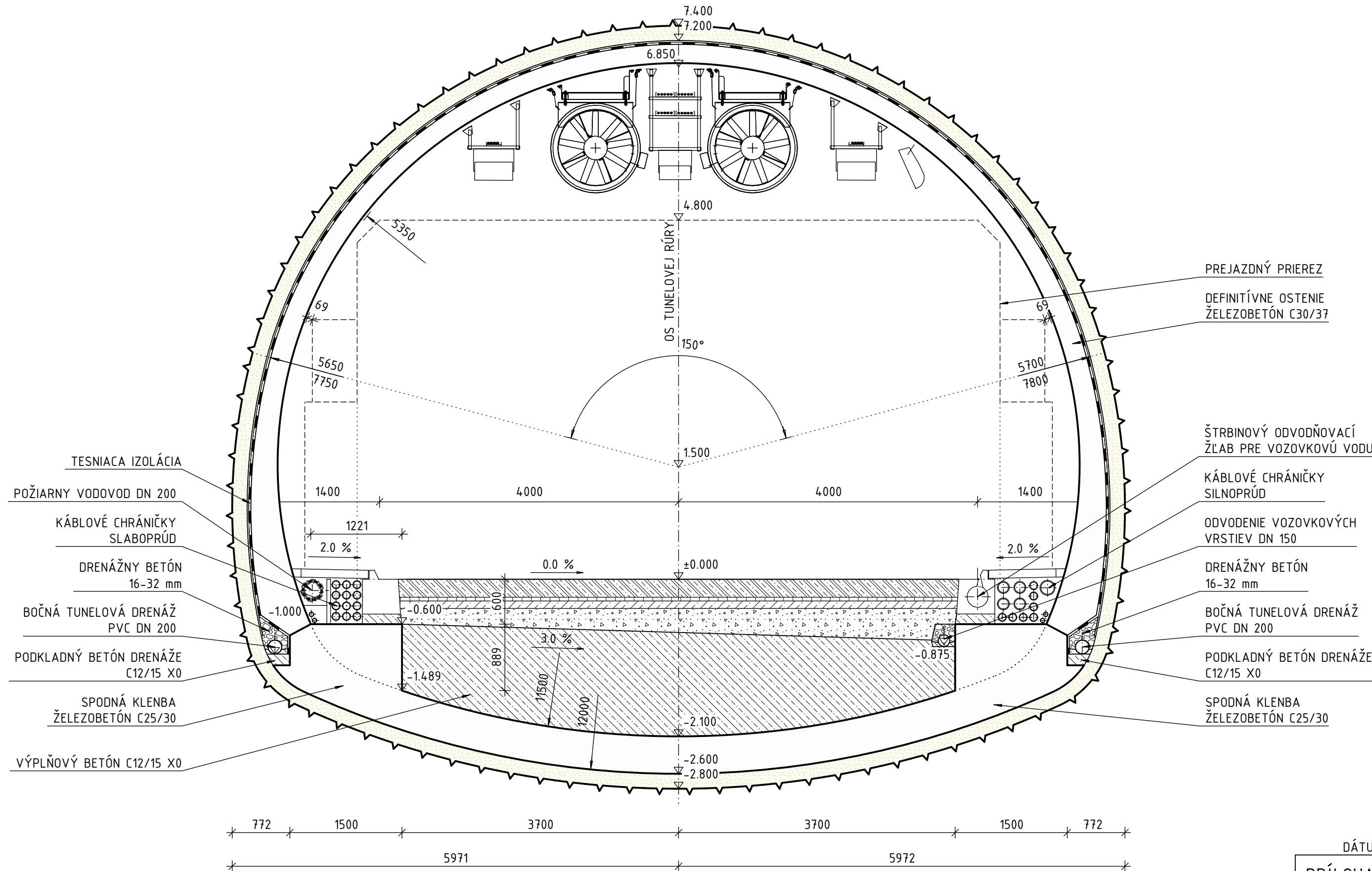
- | | |
|-----------------|---|
| Příloha č. 1. 1 | Vzorový příčný řez – ražený tunel na patkách |
| Příloha č. 1. 2 | Vzorový příčný řez – ražený tunel se spodní klenbou |

(Přílohy byly převzaty z realizační dokumentace stavby [47])

VZOROVÝ PRIEČNY REZ
RAZENÝ TUNEL NA PÄTKÁCH
PRIEČNY SKLON 0 %
M 1:50



VZOROVÝ PRIEČNY REZ
RAZENÝ TUNEL SO SPODNOU KLENBOU
PRIEČNY SKLON 0 %
M 1:50



Přílohová část 2

Výsledky inženýrskogeologického průzkumu

Seznam příloh:

Příloha č. 2. 1 Přehled a charakteristika vyčleněných kvazihomogenních celků

(Příloha vychází ze závěrečné zprávy IG průzkumu [46])

Přehled a charakteristika vyčleněných kvazihomogenních celků (vychází ze závěrečné zprávy z provedeného inženýrskogeologického průzkumu)					
Kvazihomogenní celek	γ_i	E_{def}	ν	φ_{ef}	c_{ef}
	[kN/m ³]	[MPa]	[-]	[°]	[kPa]
M1	26 - 27	1000 - 4500	0,16 - 0,18	44 - 46	600 - 1000
M2	25 - 26	800 - 3500	0,18 - 0,20	36 - 38	400 - 650
M3	23 - 26	400 - 800	0,20 - 0,25	34 - 36	100 - 400
M4	23 - 25	250 - 400	0,24 - 0,30	32 - 34	50 - 100
P	19 - 21	20 - 40	0,25 - 0,30	26 - 30	10 - 14

Přílohová část 3

Technologie ražby

Seznam příloh:

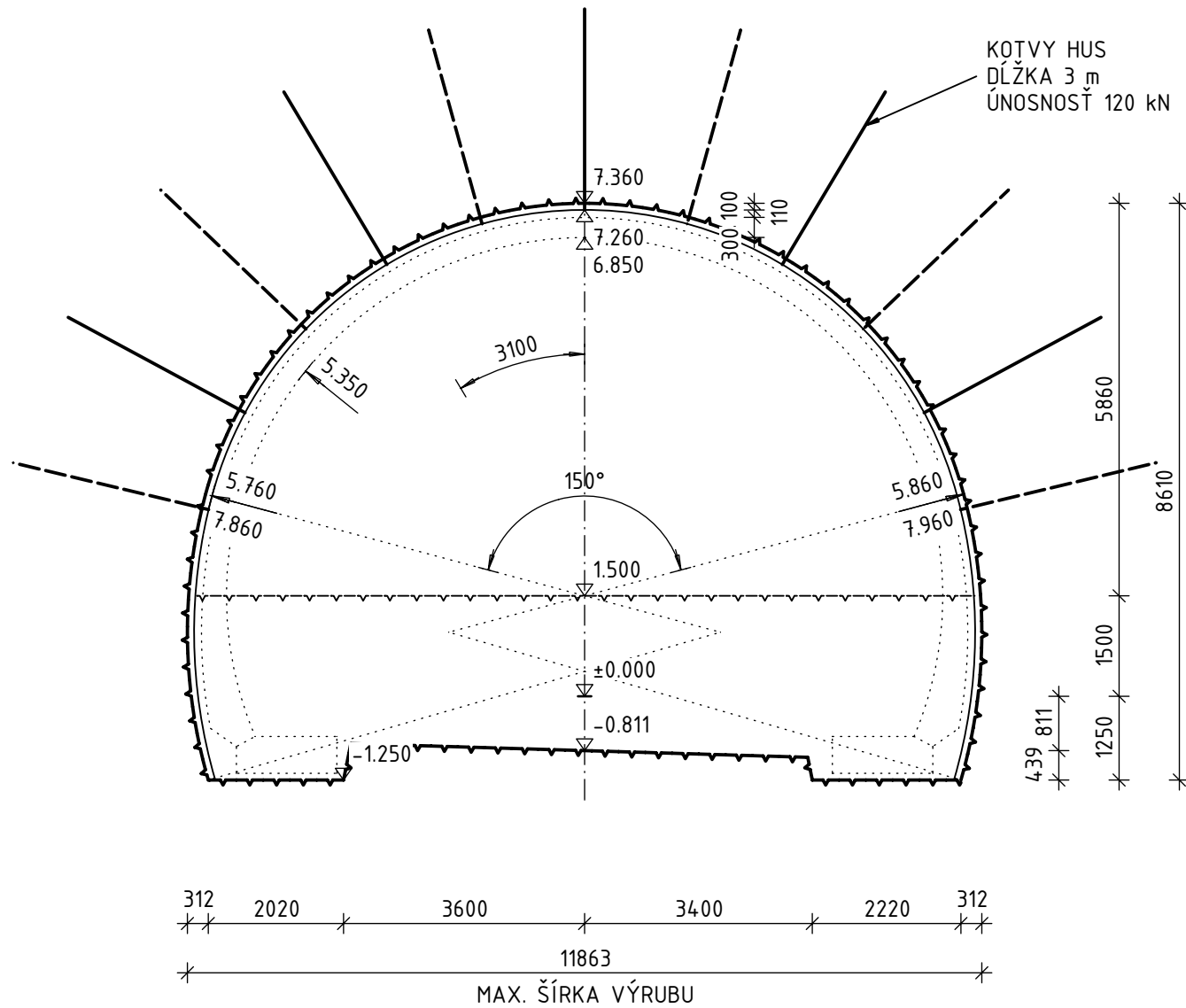
Příloha č. 3. 1	Technologie ražby NRTM pro TT 4.1
Příloha č. 3. 2	Technologie ražby NRTM pro TT 4.2
Příloha č. 3. 3	Technologie ražby NRTM pro TT 5.1
Příloha č. 3. 4	Technologie ražby NRTM pro TT 5.2
Příloha č. 3. 5	Technologie ražby NRTM pro TT 6.1
Příloha č. 3. 6	Technologie ražby NRTM pro TT 6.2
Příloha č. 3. 7	Technologie ražby NRTM pro TT 6.3
Příloha č. 3. 8	Technologie ražby NRTM pro TT MP1
Příloha č. 3. 9	Schéma podélných profilů s délkami úseků TT

(Přílohy č. 3. 1 – 3. 8 byly převzaty z realizační dokumentace stavby [47])

VYSTROJOVACIE TRIEDY NRTM
TRIEDA VT 4/1

DEFORMÁCIE V KALOTE 30 mm

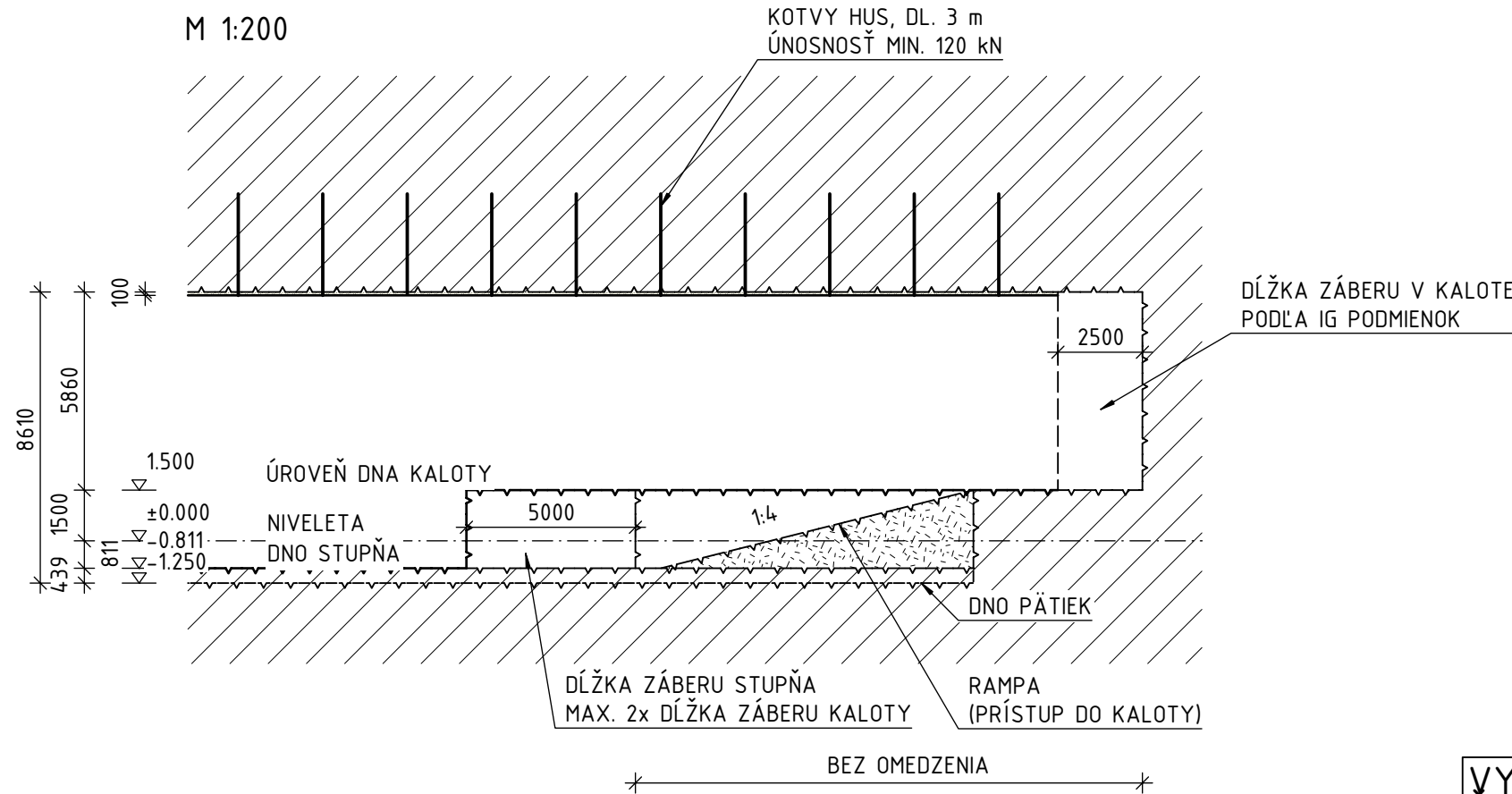
PRIEČNY REZ
M 1:100



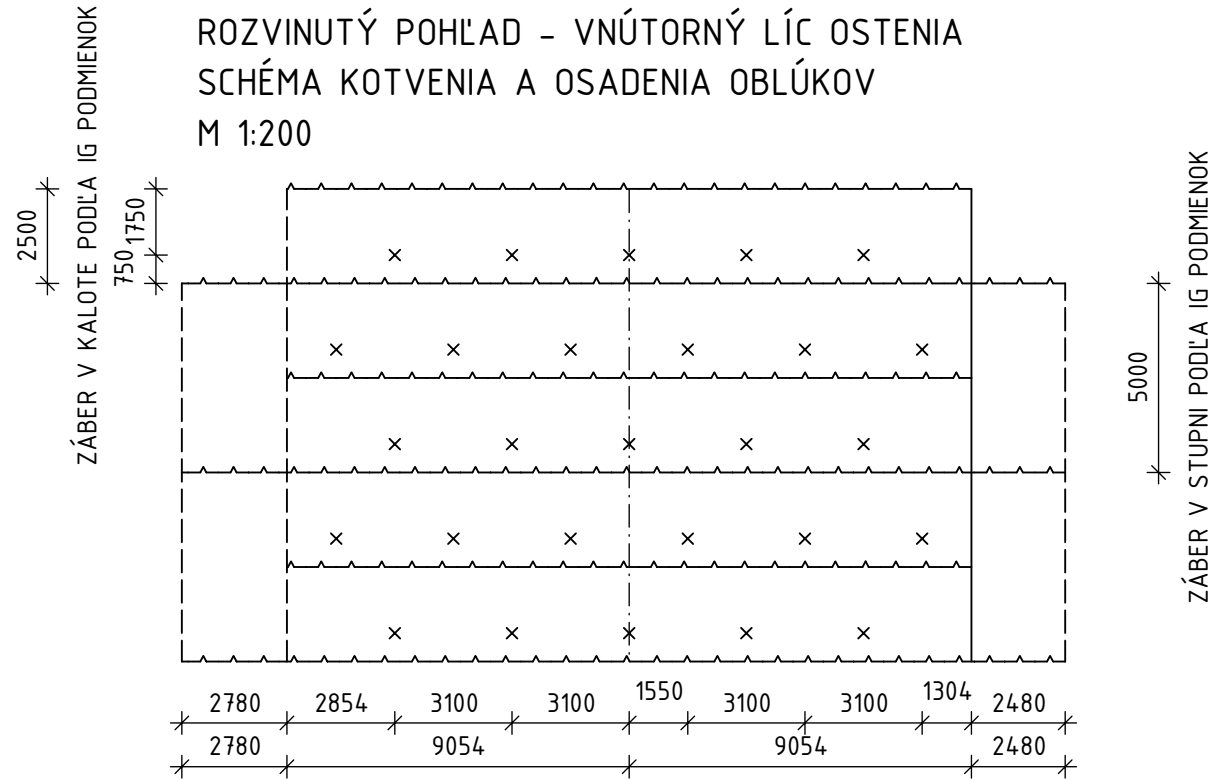
KALOTA
DĹŽKA ZÁBERU KALOTY PODĽA ZASTIHNUTÝCH IG PODMIENOK
STRIEKANÝ BETÓN C20/25-X0 100 mm
SIEŤ KARI Q188 6/150x6/150 NA STRANE VÝRUBU
KOTVY HUS DĹŽKY 3,0 m, VZDIAL. 3,0 m
(5,5 KS NA ZÁBER)
BEZ RÁMOV
STABILIZAČNÝ NÁSTREK 10 % ČELBY
KALOTY SB 25 HR. 30-50 mm

STUPEŇ
DĹŽKA ZÁBERU STUPŇA PODĽA ZASTIHNUTÝCH
IG PODMIENOK
STRIEKANÝ BETÓN C20/25-X0 100 mm
SIEŤ KARI Q188 6/150x6/150 NA STRANE VÝRUBU
BEZ KOTIEV
BEZ RÁMOV

POZDĹŽNY REZ
M 1:200

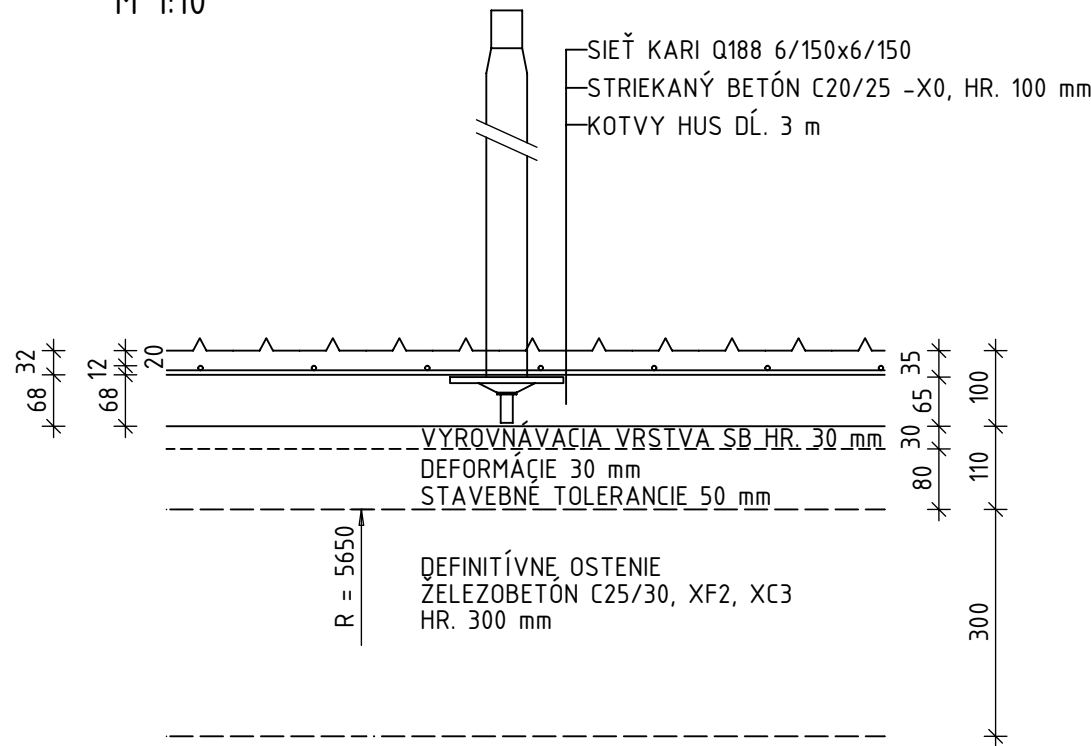


ROZVINUTÝ POHĽAD - VNÚTORNÝ LÍC OSTENIA
SCHÉMA KOTVENIA A OSADENIA OBLÚKOV
M 1:200



VYSVETLIVKY:
DĹŽKA A TYP KOTIEV
× L= 3 m HUS, ÚNOSNOSŤ 120 kN

SKLADBA OSTENIA VT 4/1
M 1:10



VYSTROJOVACIA TRIEDA 4/1
SPECIFIKÁCIA PODPERNÝCH PROSTRIEDKOV NA 1 BM TUNELA

PLOCHA VÝRUBU CELKOM	83,100 m ³
KALOTA	53,992 m ³
STUPEŇ	29,108 m ³
DNO	- m ³
KOTVY HUS DL. 3,0 m KALOTY	2,200 ks
KOTVY HUS DL. 3,0 m STUPŇA	- ks
IHLÝ Ø 25 mm DL. 4 m	- ks
PLOCHA STRIEKANÉHO BETÓNU C20/25-X0 HR. 100 mm CELKOM	23,824 m ²
KALOTA	18,264 m ²
STUPEŇ	5,560 m ²
DNO	- m ²
PODKLADNÁ VRSTVA IZOLÁCIE STRIEKANÝ BETÓN HR. 30 mm	23,668 m ²
STABILIZAČNÝ NÁSTREK 10 % ČELBY KALOTY C20/25-X0 V HR. 30-50 mm	2,160 m ²
SIEŤ KARI Q 188 6/150x6/150 mm JEDNA VRSTVA	71,712 kg
KALOTA	54,976 kg
STUPEŇ	16,736 kg
DNO	- kg
PRIEHRADOVÝ OBLÚK - CELKOM + NAPOJENIE SIETÍ	- kg
KALOTA	- kg
STUPEŇ	- kg

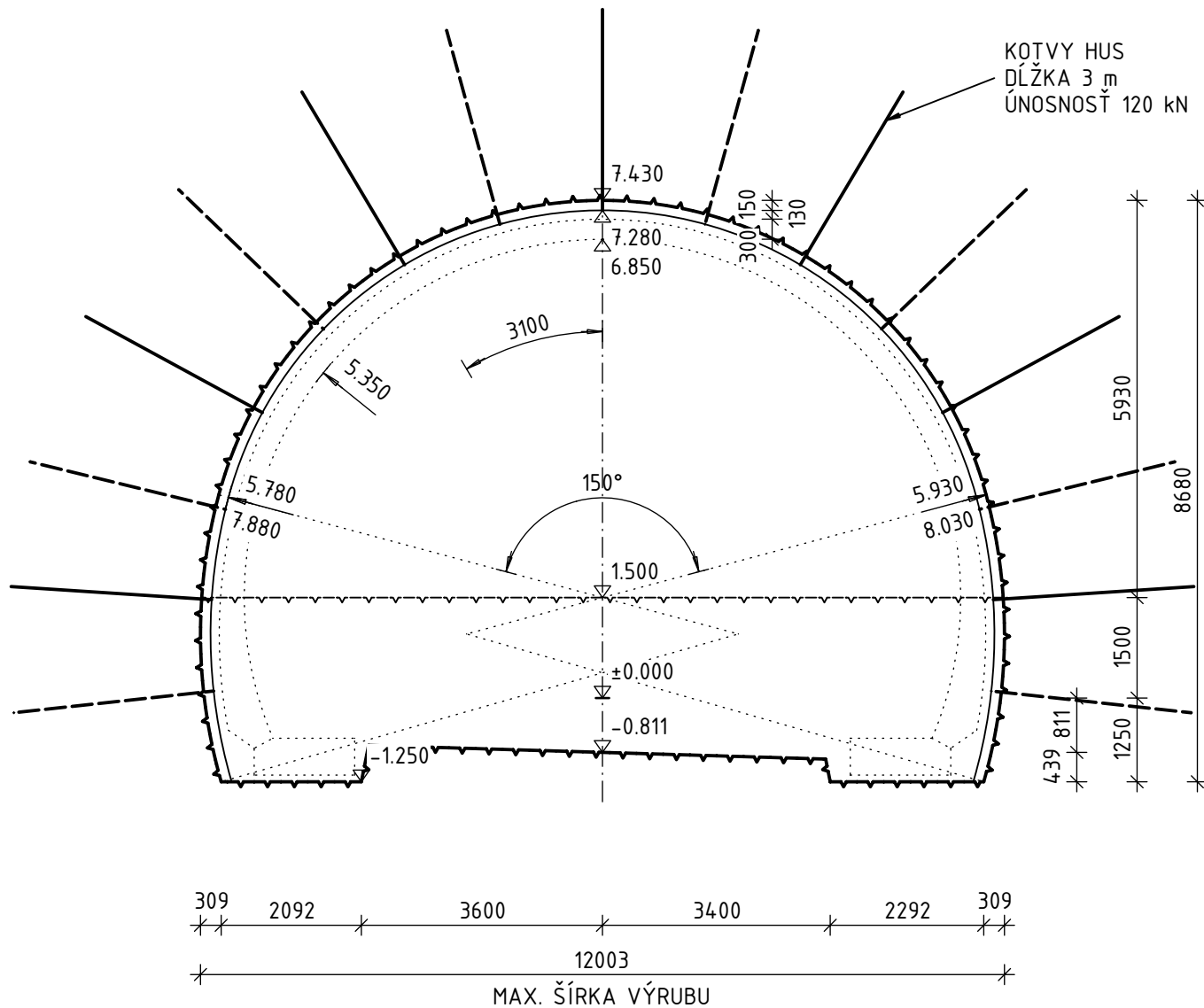
POZNÁMKA:
- POČET KOTIEV JE UVÁDZANÝ PRE ZÁBER V KALOTE 2,5 m
- PLOCHA STRIEKANÉHO BETÓNU JE MERANÁ NA STREDNICI OSTENIA
- HMOTNOSTI KARI SIETÍ SÚ UVÁDZANÉ BEZ PRESAHOV (PRESAH V PRIEČNOM SMERE 2 OKA, V POZDĹŽNOM SMERE 1 OKO)
- HMOTNOSTI RÁMOV SÚ UVÁDZANÉ BEZ SVAROV A PROREZOV

VYSTROJOVACIE TRIEDY NRTM

TRIEDA VT 4/2

DEFORMÁCIE V KALOTE 50 mm

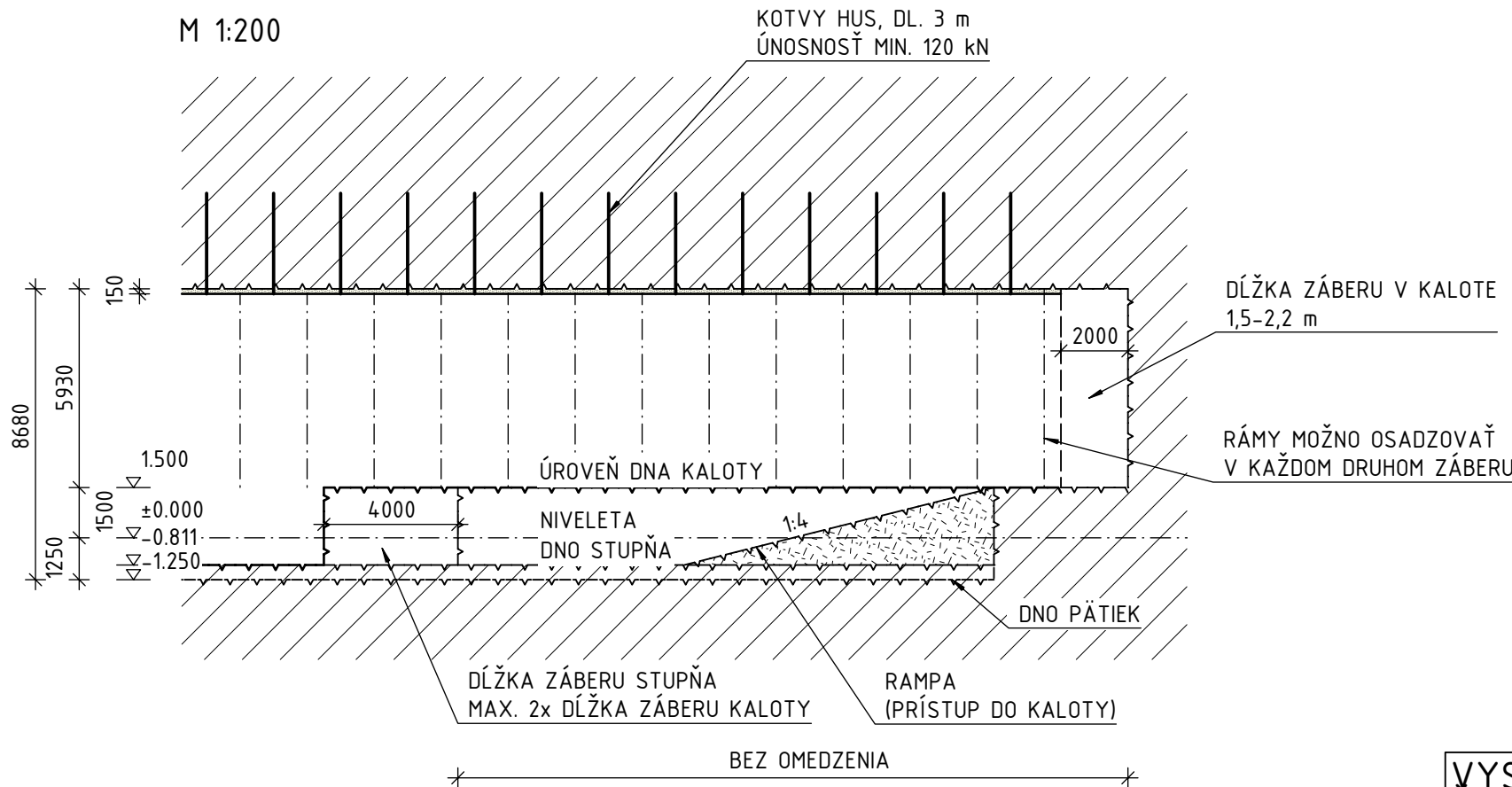
PRIEČNY REZ
M 1:100



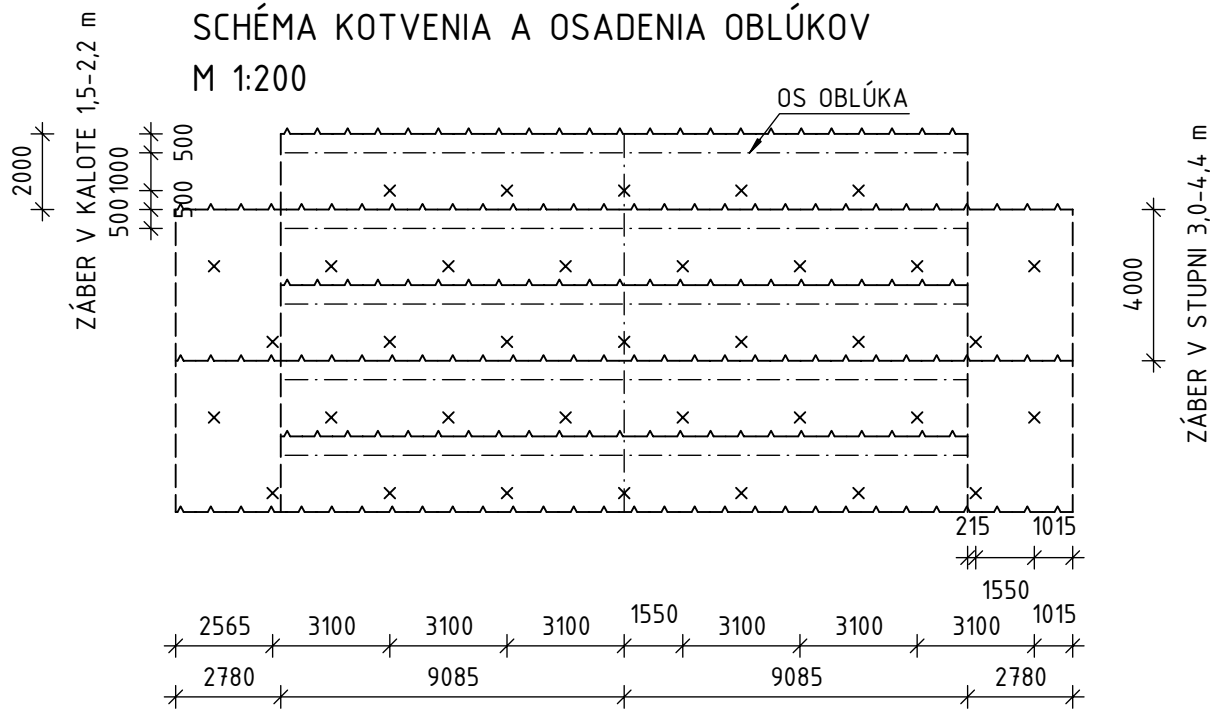
KALOTA
DĹŽKA ZÁBERU KALOTY 1,5-2,2 m
STRIEKANÝ BETÓN C20/25-X0 150 mm
SIEŤ KARI Q188 6/150x6/150 NA STRANE VÝRUBU
KOTVY HUS DĹŽKY 3,0 m, VZDIAL. 3,0 m
(5,5 KS NA ZÁBER)
PRIEHRADOVÝ OBLÚK V. 93 mm
(MOŽNO AJ V KAŽDOM 2. ZÁBERE)
STABILIZAČNÝ NÁSTREK 10 % ČELBY
KALOTY SB 25 HR. 30-50 mm

STUPEŇ
DĹŽKA ZÁBERU STUPŇA 3,0-4,4 m
STRIEKANÝ BETÓN C20/25-X0 150 mm
SIEŤ KARI Q188 6/150x6/150 NA STRANE VÝRUBU
KOTVY HUS DĹŽKY 3,0 m, VZDIAL. 3,0 m
(4,0 KS NA ZÁBER)
BEZ RÁMOV

POZDĹŽNY REZ
M 1:200

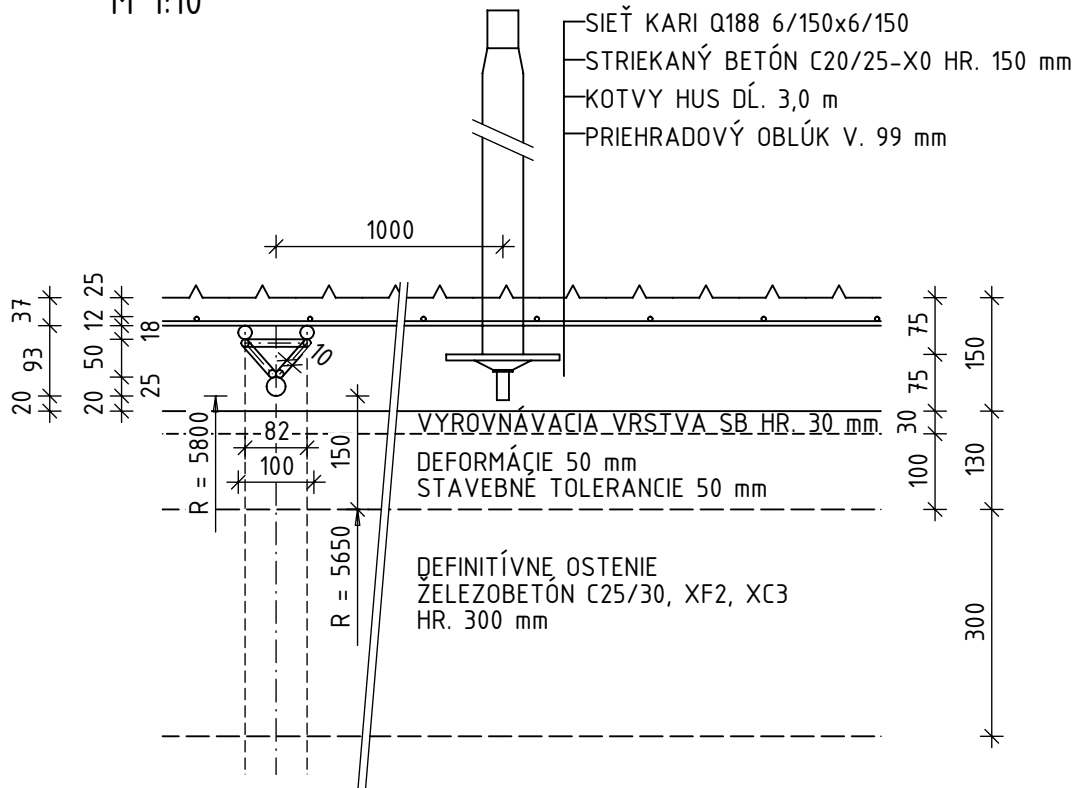


ROZVINUTÝ POHĽAD - VNÚTORNÝ LÍC OSTENIA
SCHÉMA KOTVENIA A OSADENIA OBLÚKOV
M 1:200



VYSVETLIVKY:
DĹŽKA A TYP KOTIEV
× L= 3 m HUS, ÚNOSNOSŤ 120 kN

SKLADBA OSTENIA VT 4/2
M 1:10



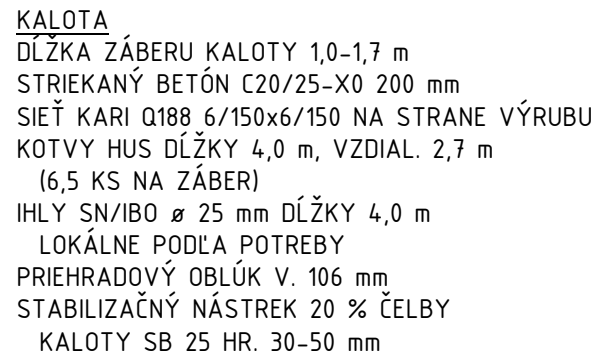
VYSTROJOVACIA TRIEDA 4/2

SPECIFIKÁCIA PODPERNÝCH PROSTRIEDKOV NA 1 BM TUNELA

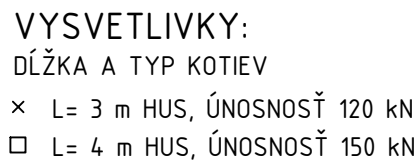
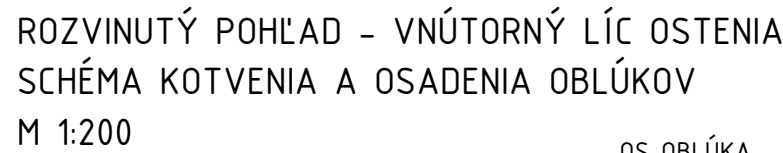
PLOCHA VÝRUBU CELKOM	84,784 m ³
KALOTA	55,287 m ³
STUPEŇ	29,497 m ³
DNO	- m ³
KOTVY HUS DL. 3,0 m KALOTY	2,750 ks
KOTVY HUS DL. 3,0 m STUPŇA	1,000 ks
IHLÝ ø 25 mm DL. 4 m	- ks
PLOCHA STRIEKANÉHO BETÓNU C20/25-X0 HR. 150 mm CELKOM	23,965 m ²
KALOTA	18,406 m ²
STUPEŇ	5,559 m ²
DNO	- m ²
PODKLADNÁ VRSTVA IZOLÁCIE STRIEKANÝ BETÓN HR. 30 mm	23,731 m ²
STABILIZAČNÝ NÁSTREK 10 % ČELBY KALOTY C20/25-X0 V HR. 30-50 mm	2,764 m ²
SIEŤ KARI Q 188 6/150x6/150 mm JEDNA VRSTVA	72,135 kg
KALOTA	55,401 kg
STUPEŇ	16,734 kg
DNO	- kg
PRIEHRADOVÝ OBLÚK v. 93 mm - CELKOM + NAPOJENIE SIETÍ	74,299 kg
KALOTA	74,299 kg
STUPEŇ	- kg

POZNÁMKA:
- POČET KOTIEV JE UVÁDZANÝ PRE ZÁBER V KALOTE 2,0 m, V STUPNI 4 m
- PLOCHA STRIEKANÉHO BETÓNU JE MERANÁ NA STREDNICI OSTENIA
- HMOTNOSTI KARI SIETÍ SÚ UVÁDZANÉ BEZ PRESAHOV
(PRESAH V PRIEČNOM SMERE 2 OKA, V POZDĹŽNOM SMERE 1 OKO)
- HMOTNOSTI RÁMOV SÚ UVÁDZANÉ BEZ SVAROV A PROREZOV

DEFORMÁCIE V KALOTE 50 mm



STUPEŇ
DĹŽKA ZÁBERU STUPŇA 2,0-3,4 m
STRIEKANÝ BETÓN C20/25-X0 200 mm
SIEŤ KARI Q188 6/150x6/150 NA STRANE VÝRUBU
KOTVY HUS DĹŽKY 3,0 m, VZDIAL. 2,7 m
(4,0 KS NA ZÁBER)
PRIHRADOVÝ OBLÚK V. 106 mm



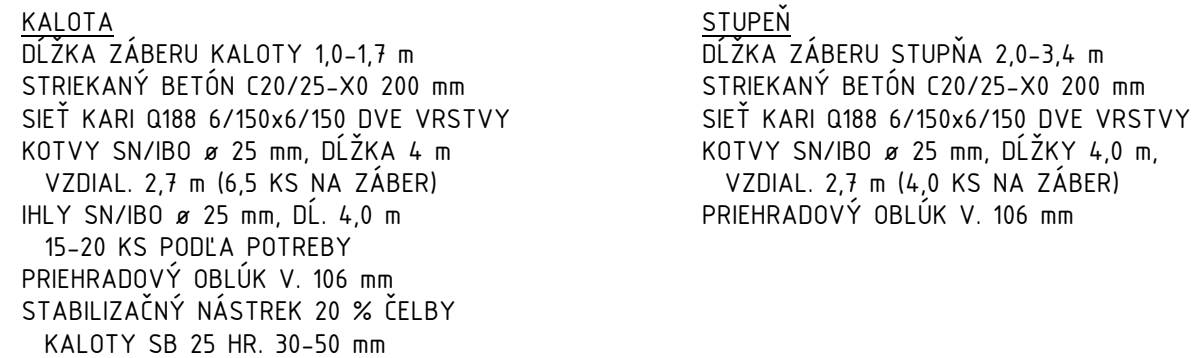
PLOCHA VÝRUBU CELKOM	86,000 m ³
KALOTA	56,225 m ³
STUPEŇ	29,775 m ³
DNO	- m ³
KOTVY HUS DL. 4,0 m KALOTY	4,333 ks
KOTVY HUS DL. 3,0 m STUPŇA	1,333 ks
IHLÝ Ø 25 mm DL. 4 m	2,222 ks
PLOCHA STRIEKANÉHO BETÓNU C20/25-X0 HR. 200 mm CELKOM	24,043 m ²
KALOTA	18,484 m ²
STUPEŇ	5,559 m ²
DNO	- m ²
PODKLADNÁ VRSTVA IZOLÁCIE STRIEKANÝ BETÓN HR. 30 mm	23,731 m ²
STABILIZAČNÝ NÁSTREK 20 % ČELBY KALOTY C20/25-X0 V HR. 30-50 mm	7,497 m ²
SIEŤ KARI Q 188 6/150x6/150 mm JEDNA VRSTVA	72,370 kg
KALOTA	55,638 kg
STUPEŇ	16,733 kg
DNO	- kg
PRIEHRADOVÝ OBLÚK v. 116 mm - CELKOM + NAPOJENIE SIETÍ	155,089 kg
KALOTA	121,897 kg
STUPEŇ	33,192 kg

POZNÁMKA:

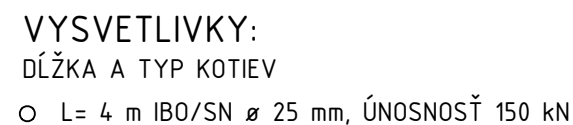
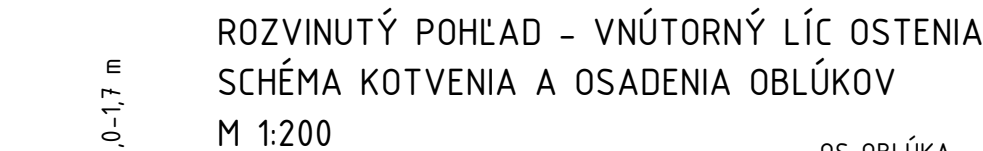
- POČET KOTIEV JE UVÁDZANÝ PRE ZÁBER V KALOTE 1,5 m, V STUPNI 3 m
- PLOCHA STRIEKANÉHO BETÓNU JE MERANÁ NA STREDNICI OSTENIA
- HMOTNOSTI KARI SIETÍ SÚ UVÁDZANÉ BEZ PRESAHOV
(PRESAH V PRIEČNOM SMERE 2 OKA, V POZDĹŽNOM SMERE 1 OKO)
- HMOTNOSTI RÁMOV SÚ UVÁDZANÉ BEZ SVAROV A PROREZOV

DEFORMÁCIE V KALOTE 50 mm

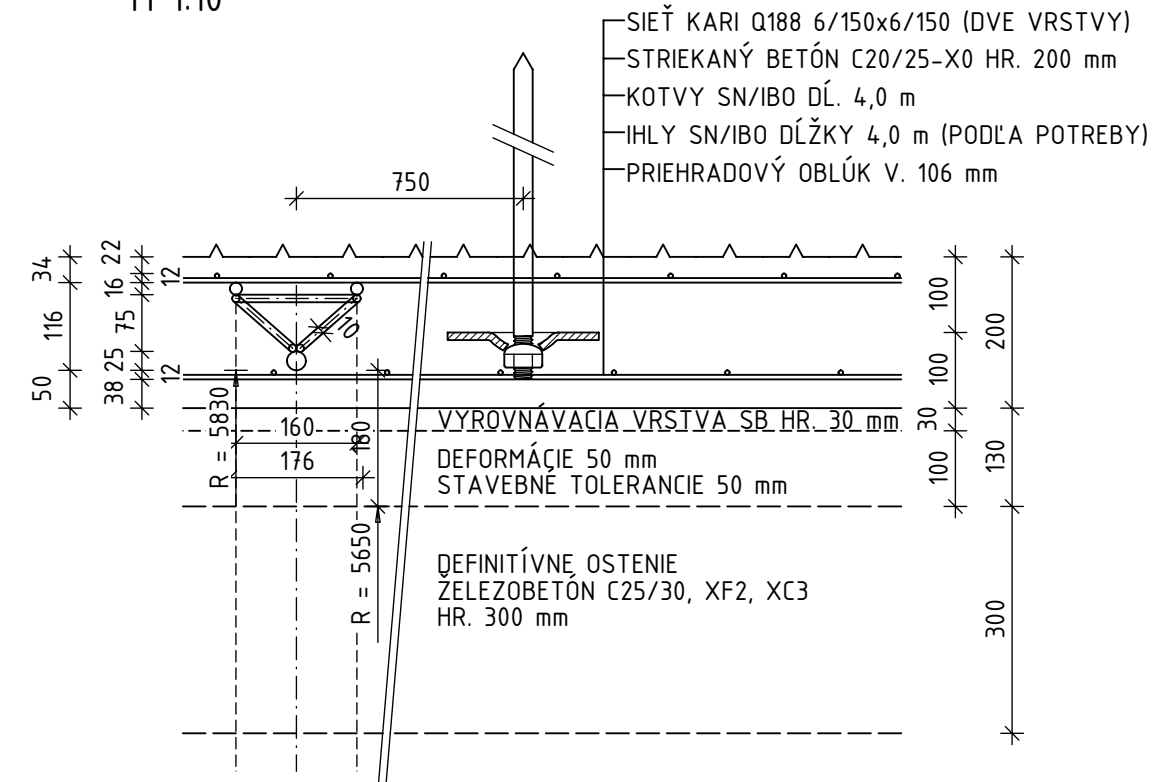
KOTVY SN/IBO
ø 25 mm, DĚLKA 4 m
ÚNOSNOST 150 kN



KOTVY SN/IBO, DL. 4 m
ÚNOSNOST MIN. 150 kN



11.10



PLOCHA VÝRUBU CELKOM	86,000 m ³
KALOTA	56,225 m ³
STUPEŇ	29,775 m ³
DNO	- m ³
KOTVY SN/IBO Ø 25 mm, DL. 4,0 m KALOTY	4,333 ks
KOTVY SN/IBO Ø 25 mm, DL. 4,0 m STUPŇA	1,333 ks
IHLÝ Ø 25 mm DL. 4 m	4,444 ks
PLOCHA STRIEKANÉHO BETÓNU C20/25-X0 HR. 200 mm CELKOM	24,043 m ²
KALOTA	18,484 m ²
STUPEŇ	5,559 m ²
DNO	- m ²
PODKLADNÁ VRSTVA IZOLÁCIE STRIEKANÝ BETÓN HR. 30 mm	23,731 m ²
STABILIZAČNÝ NÁSTREK 20 % ČELBY KALOTY C20/25-X0 V HR. 30-50 mm	7,497 m ²
SIEŤ KARI Q 188 6/150x6/150 mm DVE VRSTVY	144,741 kg
KALOTA	111,275 kg
STUPEŇ	33,466 kg
DNO	- kg
PRIEHRADOVÝ OBLÚK v. 116 mm - CELKOM + NAPOJENIE SIETÍ	155,089 kg
KALOTA	121,897 kg
STUPEŇ	33,192 kg

POZNÁMKA:

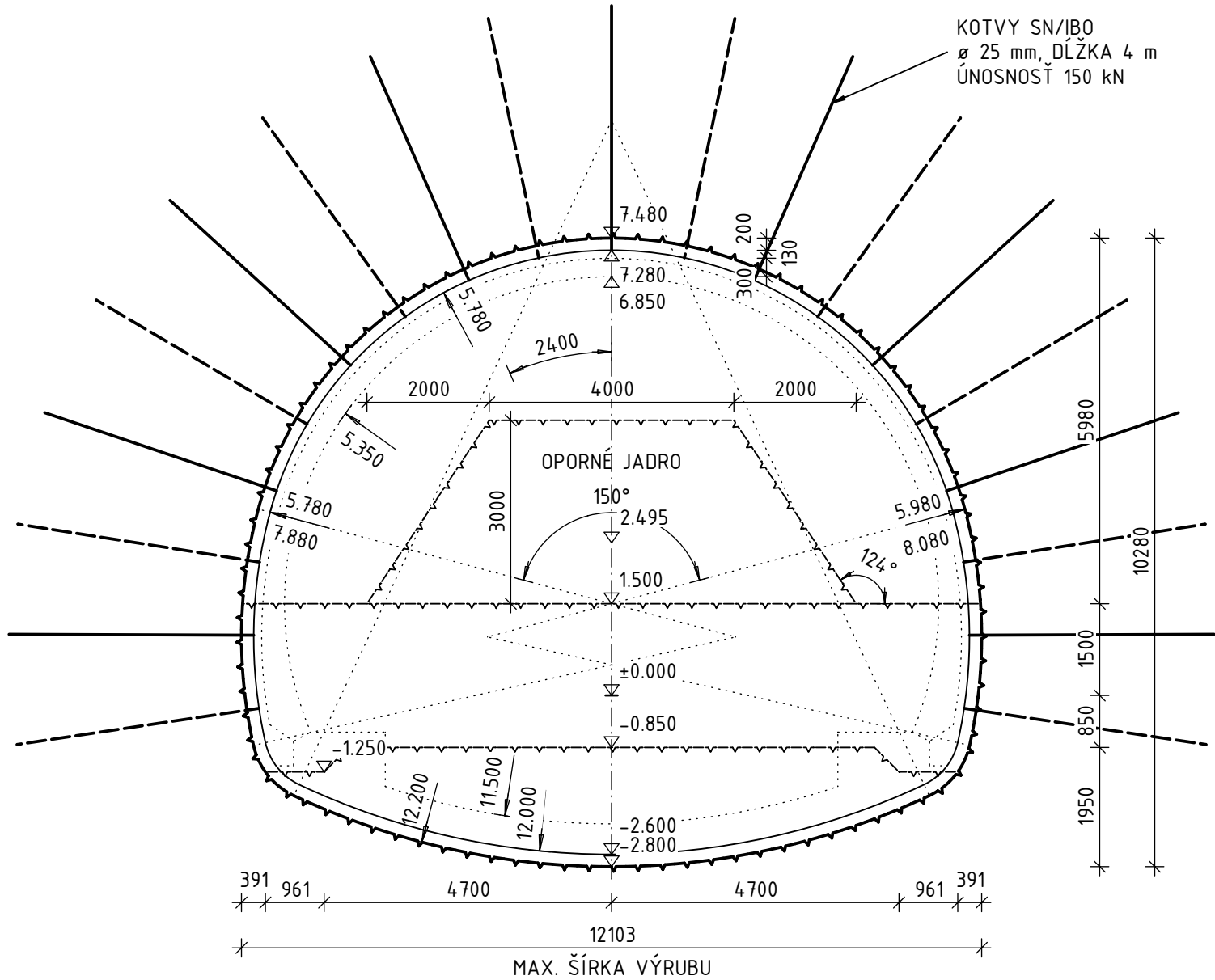
- POČET KOTIEV JE UVÁDZANÝ PRE ZÁBER V KALOTE 1,5 m, v STUPNI 3 m
- PLOCHA STRIEKANÉHO BETÓNU JE MERANÁ NA STREDNICI OSTENIA
- HMOTNOSTI KARI SIETÍ SÚ UVÁDZANÉ BEZ PRESAHOV
- (PRESAH V PRIEČNOM SMERE 2 OKA, v POZDĹŽNOM SMERE 1 OKO)
- HMOTNOSTI RÁMOV SÚ UVÁDZANÉ BEZ SVAROV A PROREZOV

VYSTROJOVACIE TRIEDY NRTM

TRIEDA VT 6/1

DEFORMÁCIE V KALOTE 50 mm

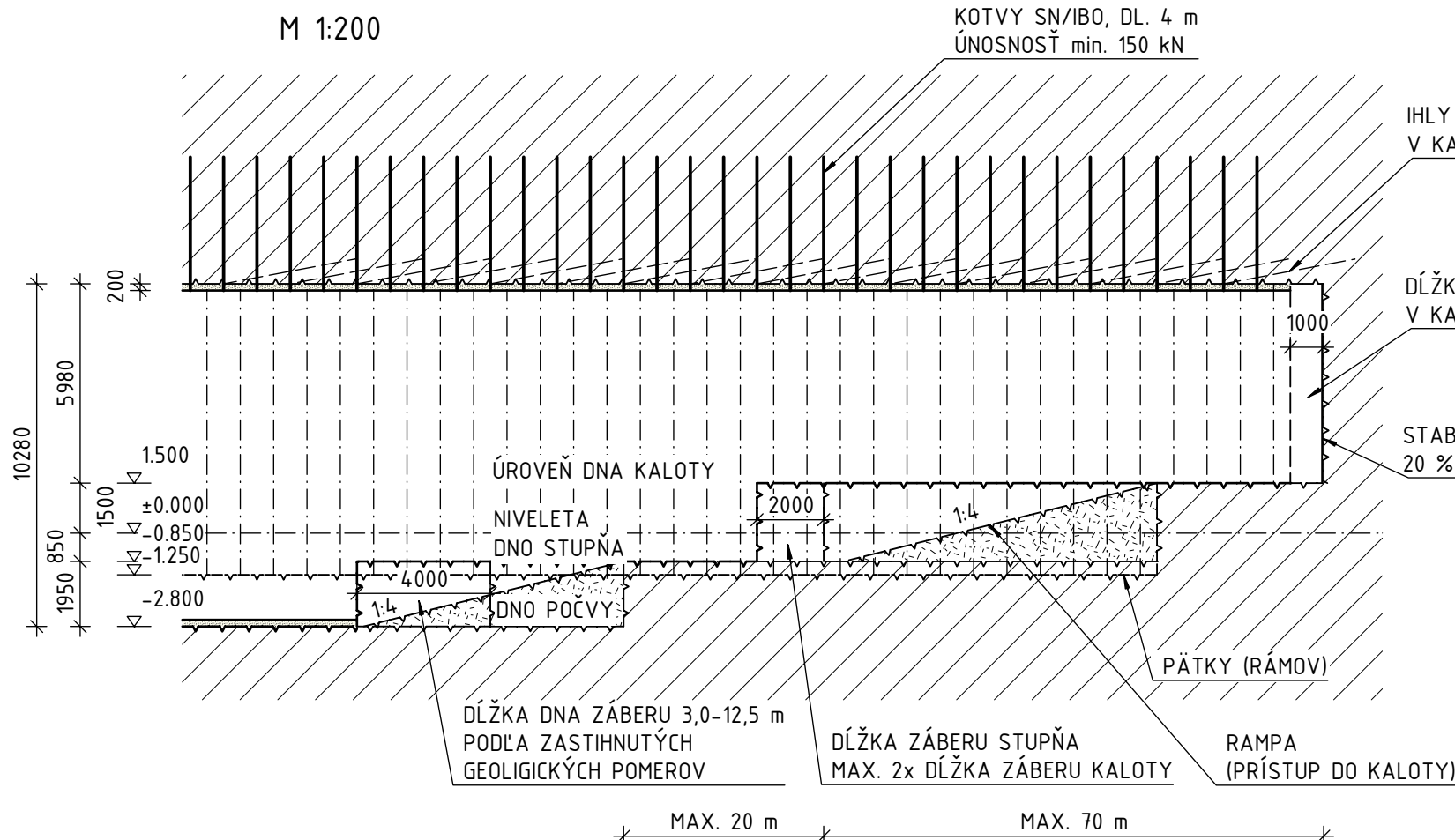
PRIEČNY REZ
M 1:100



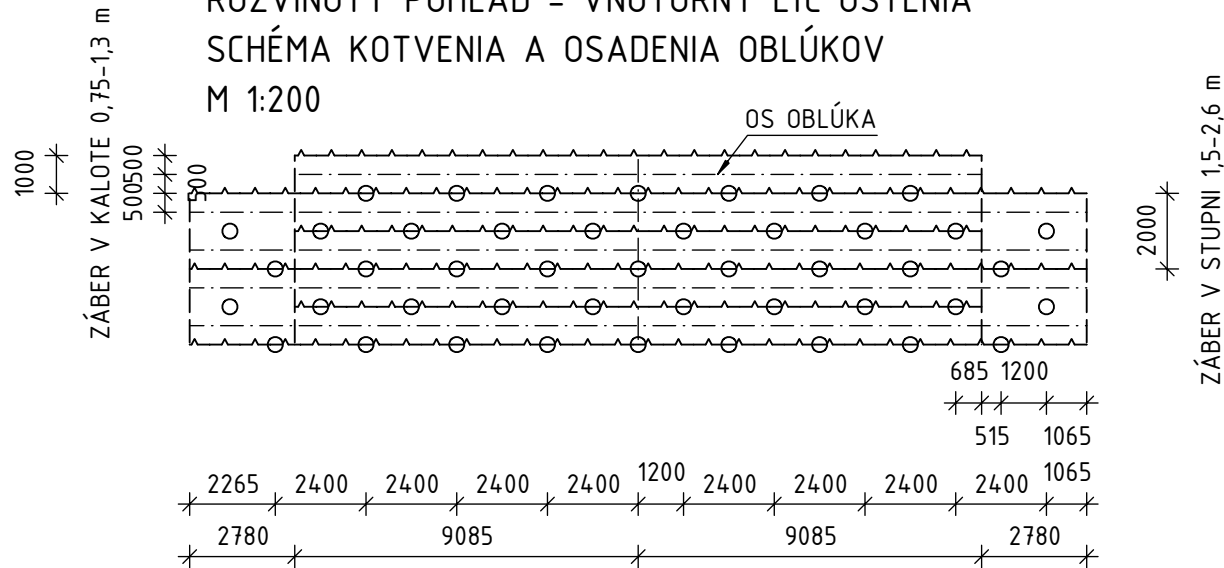
KALOTA
DĹŽKA ZÁBERU KALOTY 0,75-1,3 m
STRIEKANÝ BETÓN C20/25-X0 200 mm
SIEŤ KARI Q188 6/150x6/150 DVE VRSTVY
KOTVY SN/IBO DĹŽKY \varnothing 25 mm, 4,0 m,
VZDIAL. 2,4 m (7,5 KS NA ZÁBER)
IHLÝ SN/IBO \varnothing 25 mm, DĹ. 4,0 m
15-20 KS PODĹA POTREBY
PRIEHRADOVÝ OBLÚK V. 106 mm
STABILIZAČNÝ NÁSTREK 50 % ČELBY
KALOTY SB 25 HR. 30-50 mm

DNO
DĹŽKA ZÁBERU DNA 3,0-12,5 m
STRIEKANÝ BETÓN C20/25-X0 200 mm
SIEŤ KARI Q188 6/150x6/150 PRI VNÚTORNOM LÍCI

POZDĹŽNY REZ
M 1:200

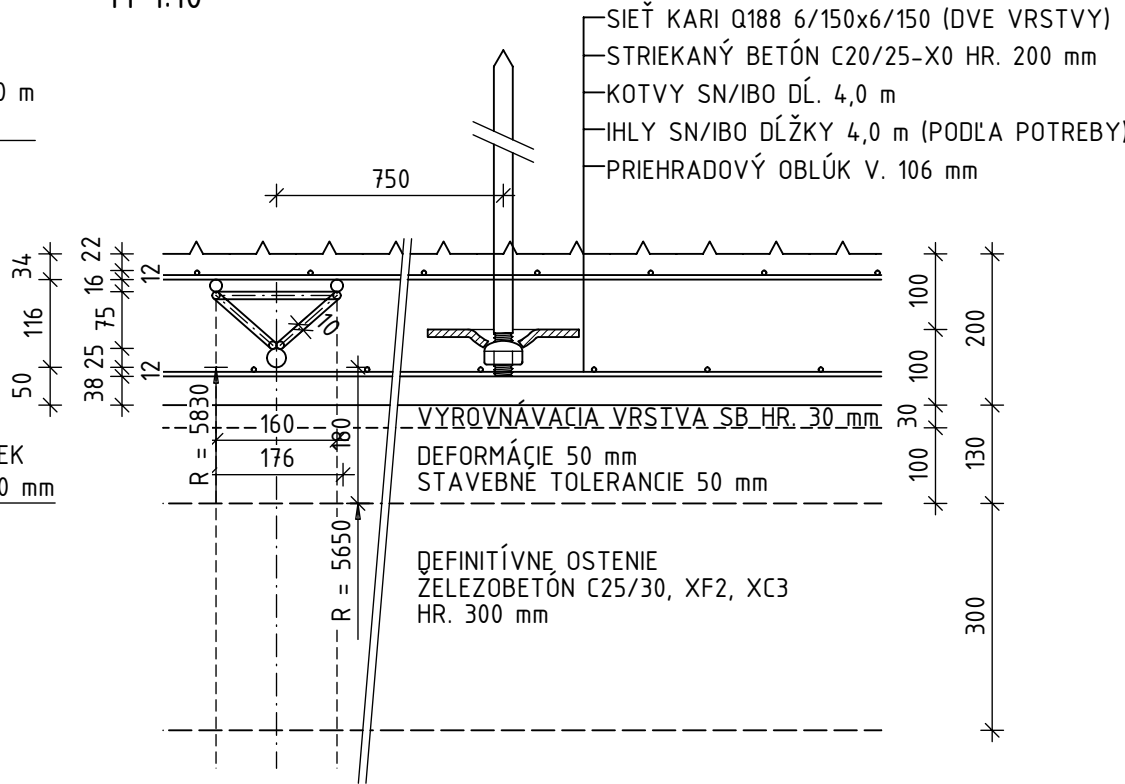


ROZVINUTÝ POHĽAD - VNÚTORNÝ LÍC OSTENIA
SCHÉMA KOTVENIA A OSADENIA OBLÚKOV
M 1:200



VYSVETLIVKY:
DĹŽKA A TYP KOTIEV
○ L= 4 m IBO/SN \varnothing 25 mm, ÚNOSNOSŤ 150 kN

SKLADBA OSTENIA VT 5/2 A 6/1
M 1:10



VYSTROJOVACIA TRIEDA 6/1

SPECIFIKACIA PODPERNÝCH PROSTRIEDKOV NA 1 BM TUNELA

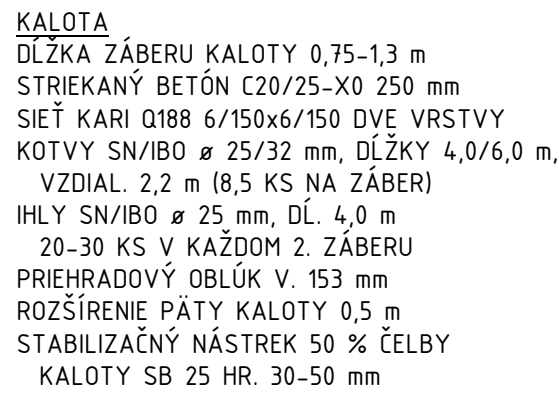
PLOCHA VÝRUBU CELKOM	101,401 m ³
KALOTA	56,225 m ³
STUPEŇ	29,204 m ³
DNO	15,972 m ³
KOTVY SN/IBO \varnothing 25 mm, DĹ. 4,0 m KALOTY	7,500 ks
KOTVY SN/IBO \varnothing 32 mm, DĹ. 6,0 m KALOTY	- ks
KOTVY SN/IBO \varnothing 25 mm, DĹ. 4,0 m STUPŇA	2,000 ks
KOTVY SN/IBO \varnothing 32 mm, DĹ. 6,0 m STUPŇA	- ks
IHLÝ \varnothing 25 mm	10,000 ks
PLOCHA STRIEKANÉHO BETÓNU C20/25-X0 HR. 200 mm CELKOM	35,748 m ²
KALOTA	18,484 m ²
STUPEŇ	5,641 m ²
DNO	11,623 m ²
PODKLADNÁ VRSTVA IZOLÁCIE STRIEKANÝ BETÓN HR. 30 mm	23,731 m ²
STABILIZAČNÝ NÁSTREK 50 % ČELBY KALOTY C20/25-X0 V HR. 30-50 mm	28,112 m ²
SIEŤ KARI Q 188 6/150x6/150 mm DVE VRSTVY	215,205 kg
KALOTA	111,275 kg
STUPEŇ	33,961 kg
DNO - JEDNA VRSTVA	34,984 kg
PRIEHRADOVÝ OBLÚK v. 116 mm - CELKOM + NAPOJENIE SIEŤÍ	232,633 kg
KALOTA	182,845 kg
STUPEŇ	49,787 kg

POZNÁMKA:

- POČET KOTIEV JE UVÁDZANÝ PRE ZÁBER V KALOTE 1 m, V STUPNI 2 m
- PLOCHA STRIEKANÉHO BETÓNU JE MERANÁ NA STREDNICI OSTENIA
- HMOTNOSTI KARI SIEŤÍ SÚ UVÁDZANÉ BEZ PRESAHOV (PRESAH V PRIEČNOM SMERE 2 OKA, V POZDĹŽNOM SMERE 1 OKO)
- HMOTNOSTI RÁMOV SÚ UVÁDZANÉ BEZ SVAROV A PROREZOV

DEFORMÁCIE V KALOTE 50 mm

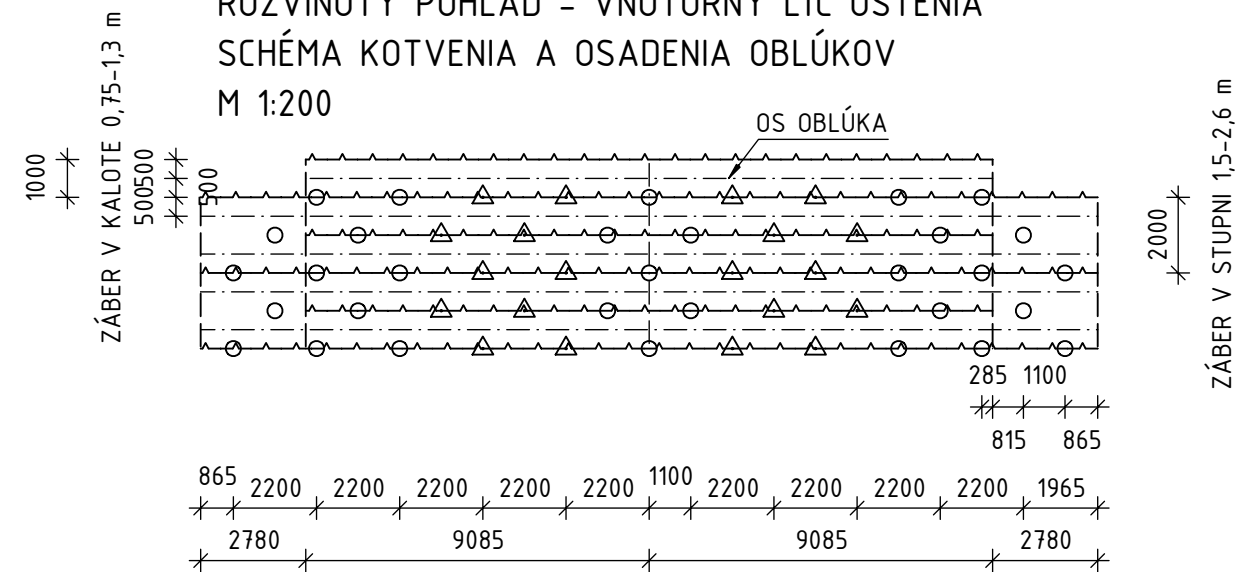
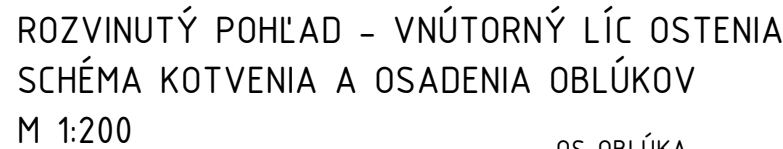
KOTVY SN/IBO
- Ø 25 (32) mm, DĚŽKA 4 A 6 m
ÚNOSNOST 150 (250) kN



STUPEN
DĹŽKA ZÁBERU STUPŇA 1,5-2,6 m
STRIKANÝ BETÓN C20/25-X0 250 mm
SIEŤ KARI Q188 6/150x6/150 DVE VRSTVY
KOTVY SN/IBO Ø 25 mm, DĹŽKY 4,0 m,
VZDIAL. 2,2 m (4,0 KS NA ZÁBER)
PRIEHRADOVÝ OBLÚK V. 153 mm

DNO
DLŽKA ZÁBERU DNA 3,0-12,5 m
STRIEKANÝ BETÓN C20/25-X0 250 mm
SIEŤ KARI Q188 6/150x6/150 DVE VRSTVY

KOTVY SN/IBO, DL. 4 a 6 m
ÚNOSNOST min. 150 (250) kN



DĹŽKA A TYP KOTIEV

○ L= 4 m IBO/SN ø 25 mm, ÚNOSNOST' 150 kN
△ L= 6 m IBO/SN ø 32 mm, ÚNOSNOST' 250 kN

VÝKRES 1

VÝKRES 2

VYROVNÁVACIA VRSTVA SB HR. 30 mm.

DEFORMÁCIE 50 mm

STAVEBNÉ TOLERANCIE 50 mm

DEFINITÍVNE OSTENIE
ŽELEZOBETÓN C25/30, XF2, XC3
HR. 300 mm

30 100 100 130 250 300

12 12

38 28 100 22 30

R = 5830

160 182

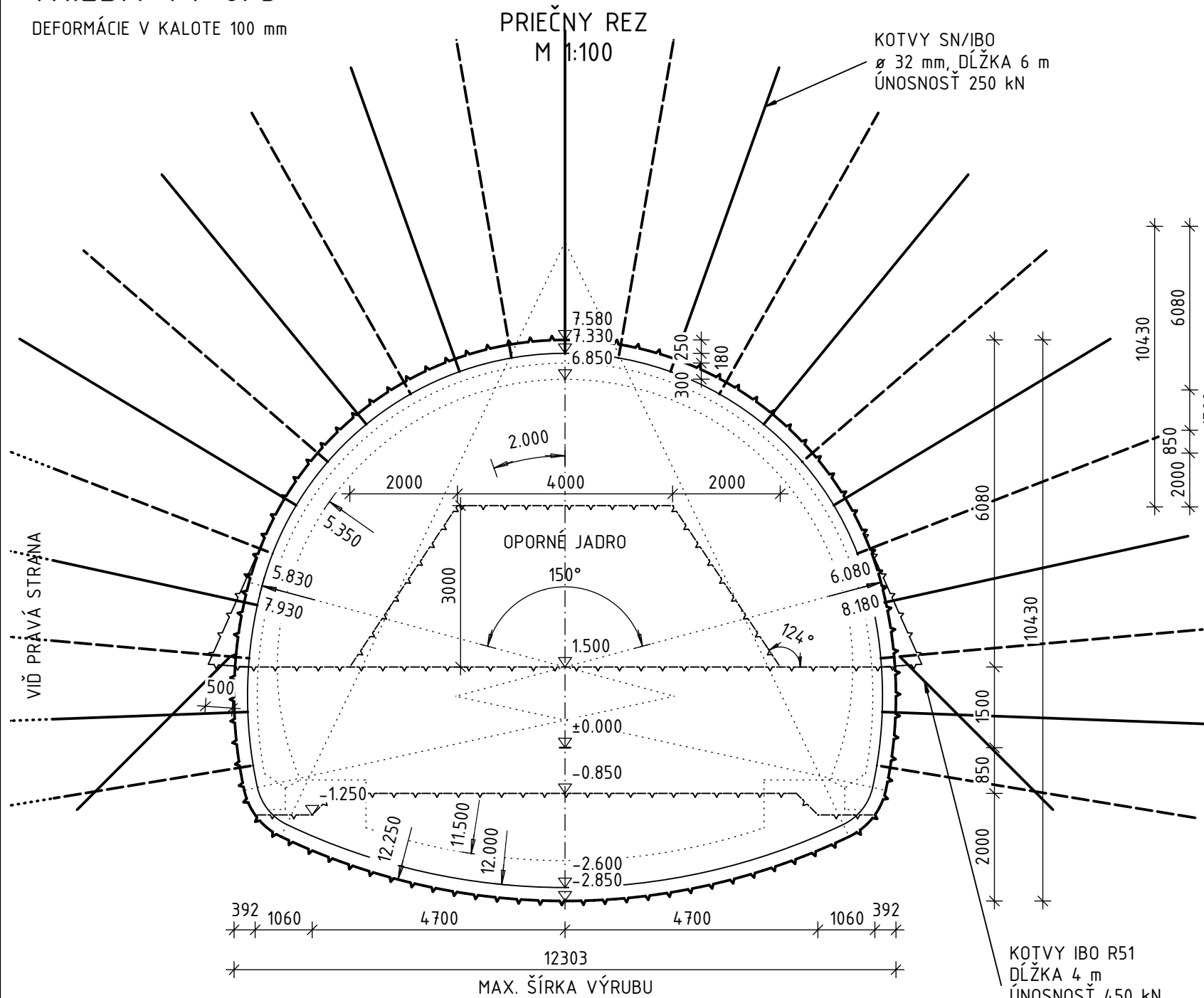
R = 5650

PLOCHA VÝRUBU CELKOM	104,017 m ³
KALOTA	57,958 m ³
STUPEŇ	29,484 m ³
DNO	16,574 m ³
KOTVY SN/IBO Ø 25 mm, DL. 4,0 m KALOTY	4,500 ks
KOTVY SN/IBO Ø 32 mm, DL. 6,0 m KALOTY	4,000 ks
KOTVY SN/IBO Ø 25 mm, DL. 4,0 m STUPŇA	2,000 ks
KOTVY SN/IBO Ø 32 mm, DL. 6,0 m STUPŇA	- ks
IHLÝ Ø 25 mm	15,0 ks
PLOCHA STRIEKANÉHO BETÓNU C20/25-X0 HR. 250 mm CELKOM	35,975 m ²
KALOTA	18,563 m ²
STUPEŇ	5,635 m ²
DNO	11,708 m ²
PODKLADNÁ VRSTVA IZOLÁCIE STRIEKANÝ BETÓN HR. 30 mm	23,731 m ²
STABILIZAČNÝ NÁSTREK 50 % ČELBY KALOTY C20/25-X0 V HR. 30-50 mm	28,979 m ²
SIEŤ KARI Q 188 6/150x6/150 mm DVE VRSTVY	216,571 kg
KALOTA	111,748 kg
STUPEŇ	33,923 kg
DNO	70,900 kg
PRIEHRADOVÝ OBLÚK v. 150 mm - CELKOM + NAPOJENIE SIETÍ	257,362 kg
KALOTA	197,934 kg
STUPEŇ	59,428 kg

- POČET KOTIEV JE UVÁDZANÝ PRE ZÁBER V KALOTE 1 m, V STUPNI 2 m
- PLOCHA STRIEKANÉHO BETÓNU JE MERANÁ NA STREDNICI OSTENIA
- HMOTNOSTI KARI SIETÍ SÚ UVÁDZANÉ BEZ PRESAHOV
- (PRESAH V PRIEČNOM SMERE 2 OKA, V POZDĽNOM SMERE 1 OKO)
- HMOTNOSTI RÁMOV SÚ UVÁDZANÉ BEZ POKRÝV A PROREZOV

VYSTROJOVACIE TRIEDY NRTM TRIEDA VT 6/3

DEFORMÁCIE V KALOTE 100 mm



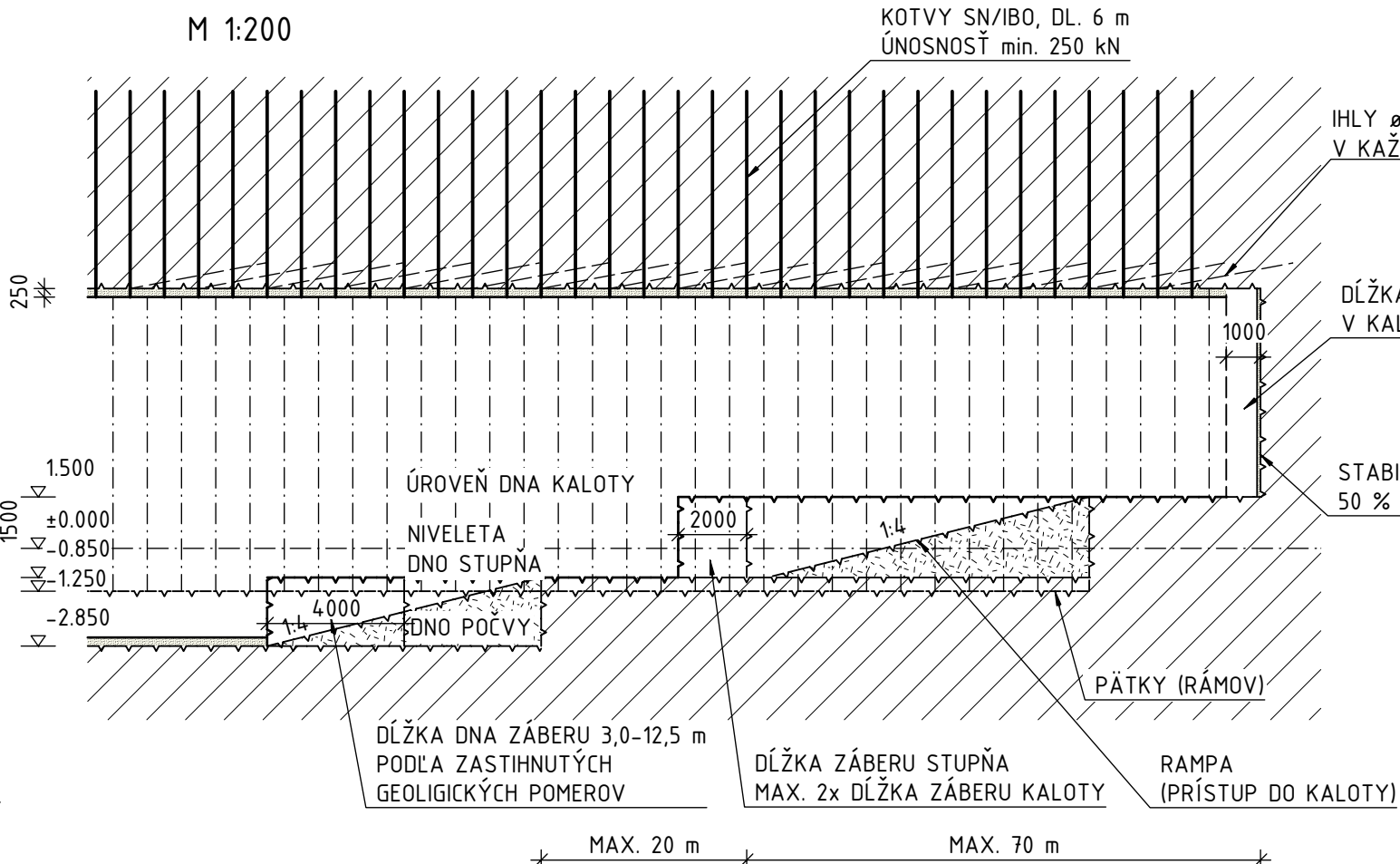
KALOTA
DĹŽKA ZÁBERU KALOTY 0,75-1,3 m
STRIKANÝ BETÓN C20/25-X0 250 mm
SIEŤ KARI KY80 8/150x8/150 DVE VRSTVY
KOTVY SN/IBO ø 32 mm, DĹŽKY 6,0 m,
VZDIAL. 2,0 m (9,5 KS NA ZÁBER)
IHLY SN/IBO ø 25 mm, DĹ. 4,0 m 20-30 KS
V KAŽDOM 2. ZÁBERU
PRIEHRADOVÝ OBLÚK V. 153 mm
ROZŠÍRENIE PÄTY KALOTY 0,5 m
STABILIZAČNÝ NÁSTREK 50 % ČELBY
KALOTY SB 25 HR. 50-100 mm

DNO
DĹŽKA ZÁBERU DNA 3,0-12,5 m
STRIKANÝ BETÓN C20/25-X0 250 mm
SIEŤ KARI KY80 8/150x8/150 DVE VRSTVY

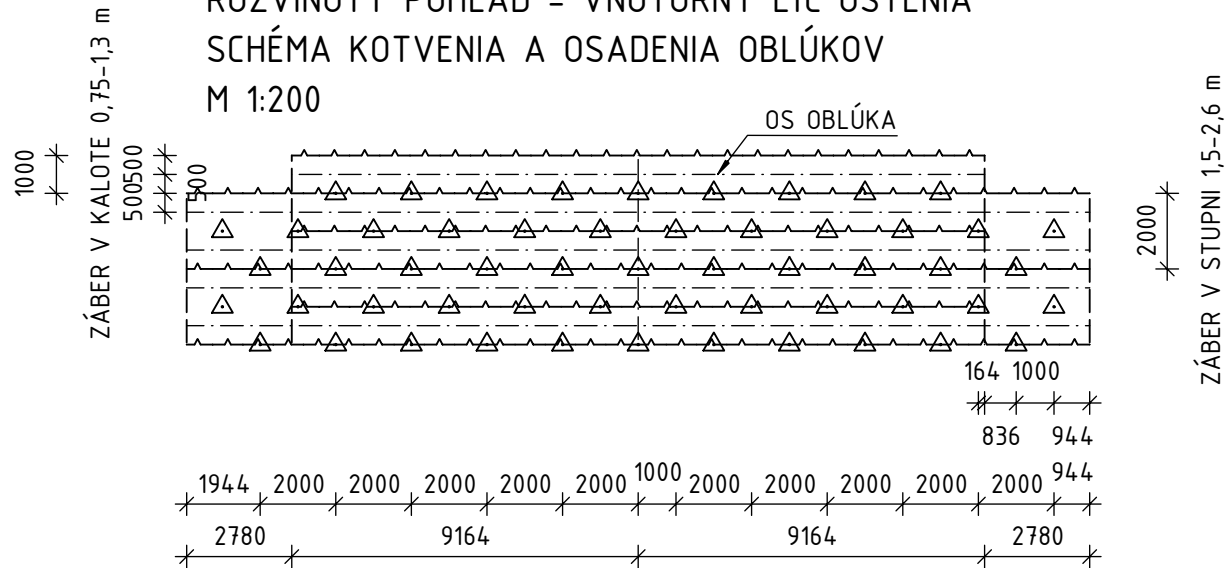
STUPEŇ
DĹŽKA ZÁBERU STUPŇA 1,5-2,6 m
STRIKANÝ BETÓN C20/25-X0 250 mm
SIEŤ KARI KY80 8/150x8/150 DVE VRSTVY
KOTVY SN/IBO ø 32 mm, DĹŽKY 6,0 m,
VZDIAL. 2,0 m (4,0 KS NA ZÁBER)
PRIEHRADOVÝ OBLÚK V. 153 mm

KOTVY IBO R51
DĹŽKA 4 m
ÚNOSNOSŤ 450 kN
(V PRÍPADE POTREBY)

POZDĹŽNY REZ M 1:200



ROZVINUTÝ POHĽAD - VNÚTORNÝ LÍČ OSTENIA SCHÉMA KOTVENIA A OSADENIA OBLÚKOV M 1:200

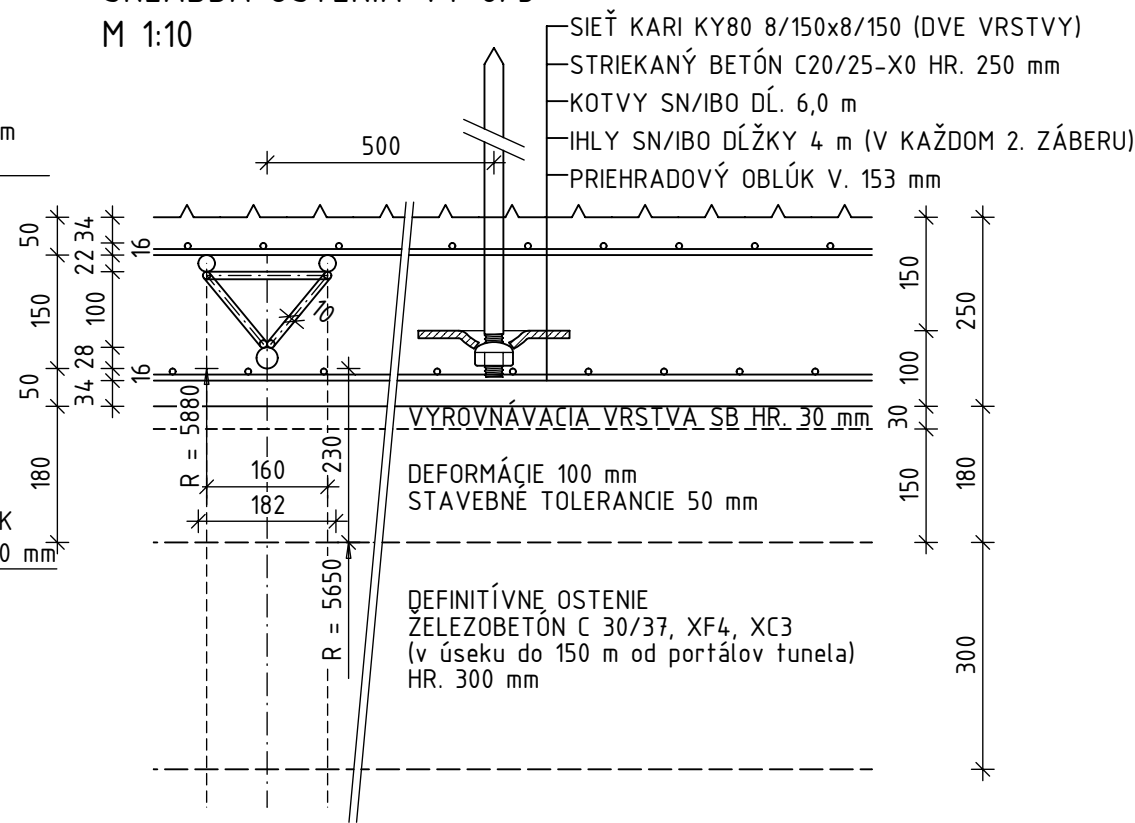


VYSVETLIVKY:

DĹŽKA A TYP KOTIEV

Δ L= 6 m IBO/SN ø 32 mm, ÚNOSNOSŤ 250 kN

SKLADBA OSTENIA VT 6/3 M 1:10



VYSTROJOVACIA TRIEDA 6/3 SPECIFIKÁCIA PODPERNÝCH PROSTRIEDKOV NA 1 BM TUNELA

VÝRUB CELKOM	105,240 m ³
KALOTA	58,888 m ³
STUPEŇ	29,757 m ³
DNO	16,595 m ³
KOTVY SN/IBO ø 25 mm, DĹ. 4,0 m KALOTY	- ks
KOTVY SN/IBO ø 32 mm, DĹ. 6,0 m KALOTY	9,500 ks
KOTVY SN/IBO ø 25 mm, DĹ. 4,0 m STUPŇA	- ks
KOTVY SN/IBO ø 32 mm, DĹ. 6,0 m STUPŇA	2,000 ks
IHLY ø 25 mm DĹ. 4,0 m	15,000 ks
PLOCHA STRIKANÉHO BETÓNU C20/25-X0 HR. 250 mm CELKOM	36,133 m ²
KALOTA	18,720 m ²
STUPEŇ	5,649 m ²
DNO	11,764 m ²
PODKLADNÁ VRSTVA IZOLÁCIE STRIKANÝ BETÓN HR. 30 mm	23,887 m ²
STABILIZAČNÝ NÁSTREK 50 % ČELBY KALOTY C20/25-X0 V HR. 50-100 mm	29,444 m ²
SIEŤ KARI KY 80 8/150x8/150 mm DVE VRSTVY	387,348 kg
KALOTA	200,677 kg
STUPEŇ	60,558 kg
DNO	126,113 kg
PRIEHRADOVÝ OBLÚK v. 150 mm - CELKOM + NAPOJENIE SIETÍ	258,876 kg
KALOTA	199,440 kg
STUPEŇ	59,436 kg

POZNÁMKA:

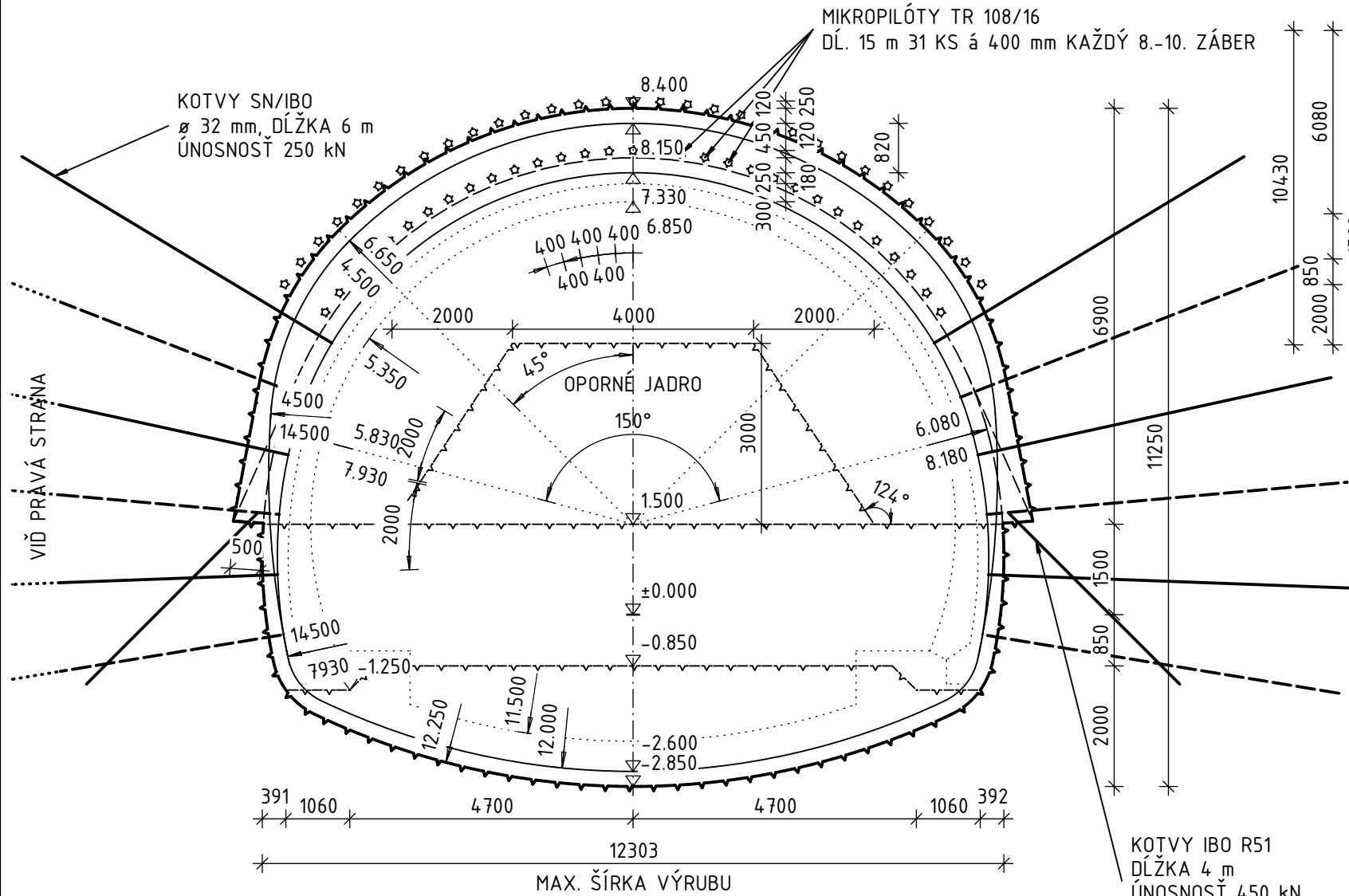
- POČET KOTIEV JE UVÁDZANÝ PRE ZÁBER V KALOTE 1 m, V STUPŇI 2 m
- PLOCHA STRIKANÉHO BETÓNU JE MERANÁ NA STREDNICI OSTENIA
- HMOTNOSTI KARI SIETÍ SÚ UVÁDZANÉ BEZ PRESAHOV
(PRESAH V PRIEČNOM SMERE 2 OKA, V POZDĹŽNOM SMERE 1 OKO)
- HMOTNOSTI RÁMOV SÚ UVÁDZANÉ BEZ SVAROV A PROREZOV

VYSTROJOVACIE TRIEDY NRTM

TRIEDA VT MP1

DEFORMÁCIE V KALOTE 100 mm

PRIEČNY REZ
M 1:100

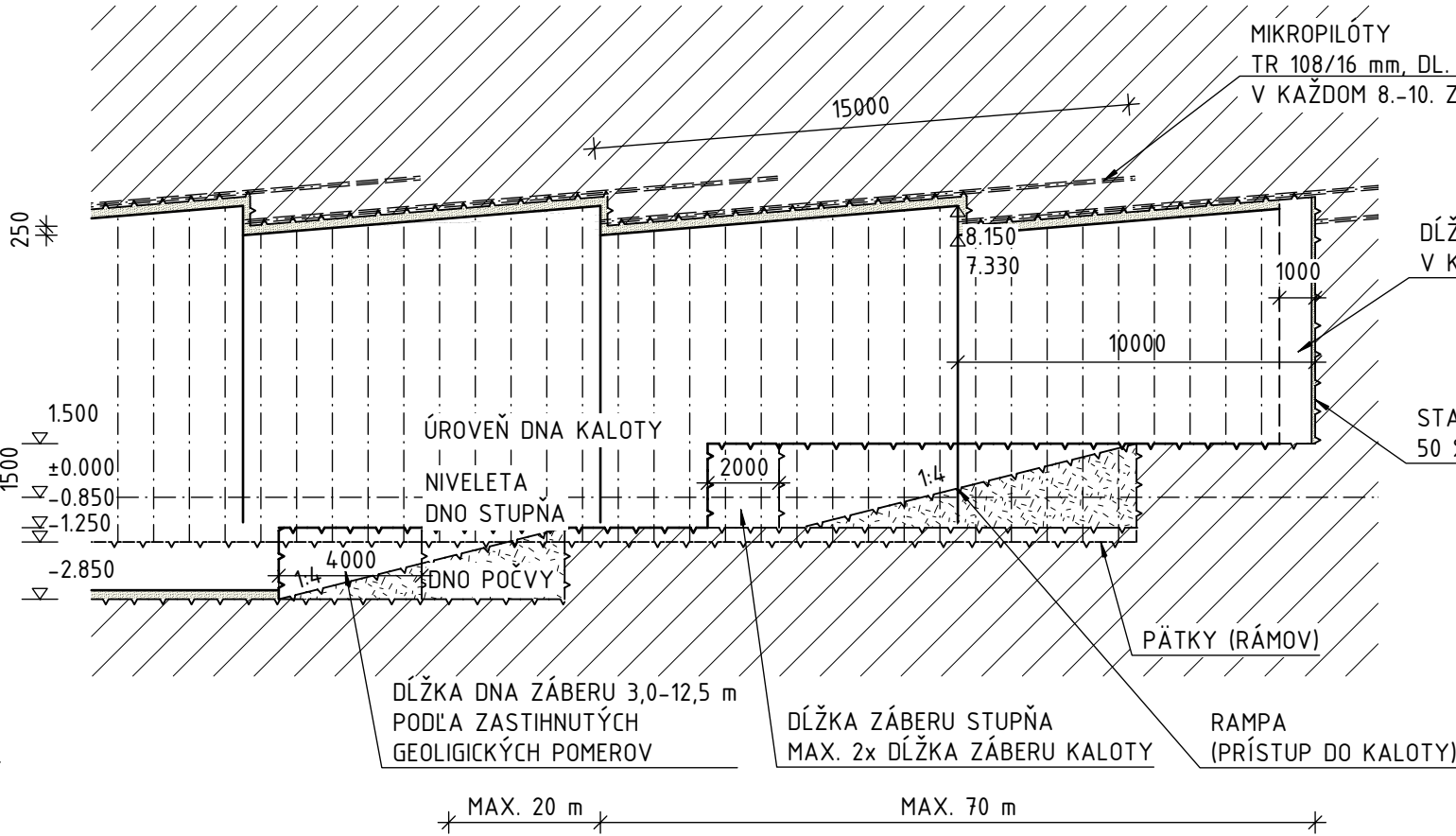


KALOTA
DĹŽKA ZÁBERU KALOTY 0,75-1,3 m
STRIEKANÝ BETÓN C20/25-X0 250 mm
SIEŤ KARI KY80 8/150x8/150 DVE VRSTVY
KOTVY SN/IBO \varnothing 32 mm, DĹŽKY 6,0 m, VZDIAL. 2,0 m
(4,0 KS NA ZÁBER)
MIKROPILÓTY TR 108/16 DĹ. 15 m
31 KS á 400 mm KAŽDÝ 8. ZÁBER
PRIEHRADOVÝ OBLÚK V. 153 mm
ROZŠÍRENIE PÄTY KALOTY 0,5 m
STABILIZAČNÝ NÁSTREK 50 % ČELBY
KALOTY SB 25 HR. 50-100 mm

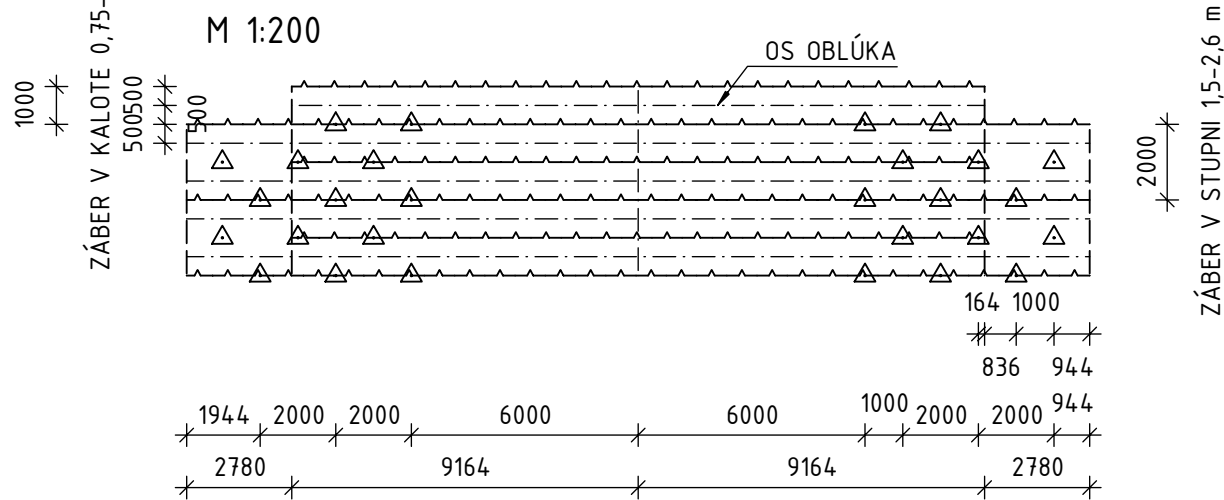
STUPEŇ
DĹŽKA ZÁBERU STUPŇA 1,5-2,6 m
STRIEKANÝ BETÓN C20/25-X0 250 mm
SIEŤ KARI KY80 8/150x8/150 DVE VRSTVY
KOTVY SN/IBO \varnothing 32 mm, DĹŽKY 6,0 m, VZDIAL. 2,0 m
(4,0 KS NA ZÁBER)
PRIEHRADOVÝ OBLÚK V. 153 mm

DNO
DĹŽKA ZÁBERU DNA 3,0-12,5 m
STRIEKANÝ BETÓN C20/25-X0 250 mm
SIEŤ KARI KY80 8/150x8/150 DVE VRSTVY

POZDĹŽNY REZ
M 1:200

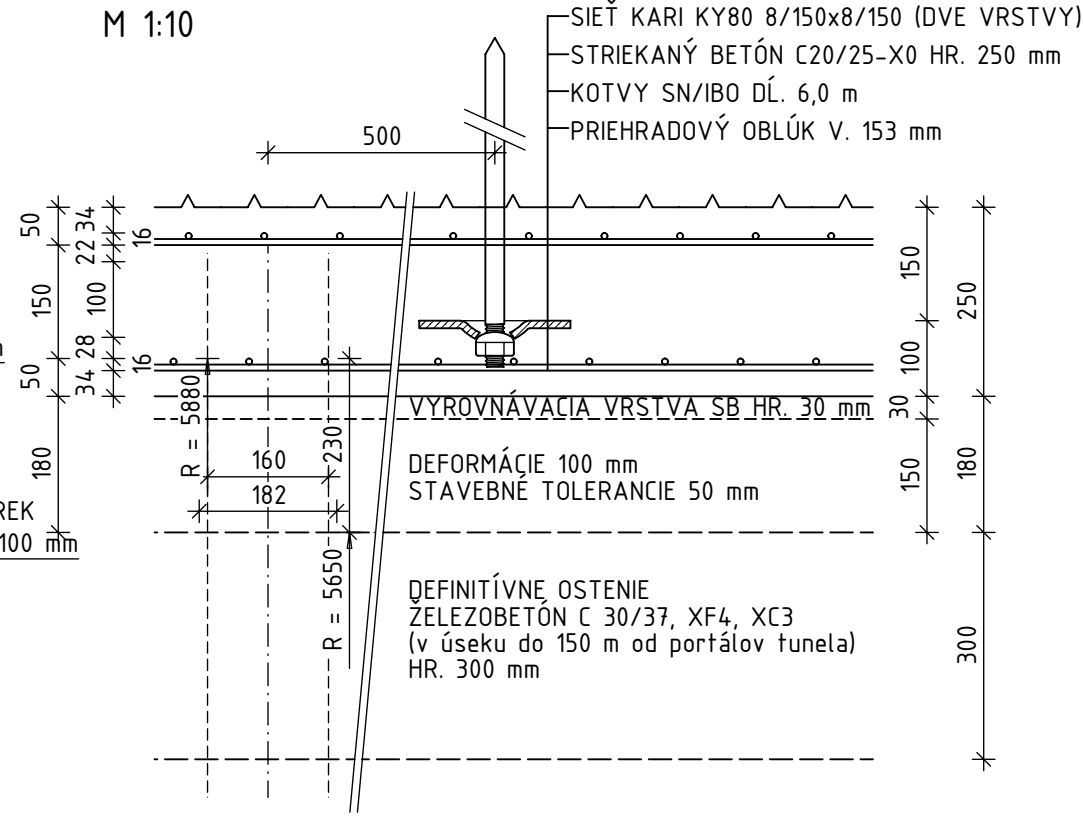


ROZVINUTÝ POHĽAD - VNÚTORNÝ LÍC OSTENIA
SCHÉMA KOTVENIA A OSADENIA OBLÚKOV
M 1:200



VYSVETLIVKY:
DĹŽKA A TYP KOTIEV
 \triangle L= 6 m IBO/SN \varnothing 32 mm, ÚNOSNOSŤ 250 kN

SKLADBA OSTENIA VT MP1
M 1:10



VYSTROJOVACIA TRIEDA MP1

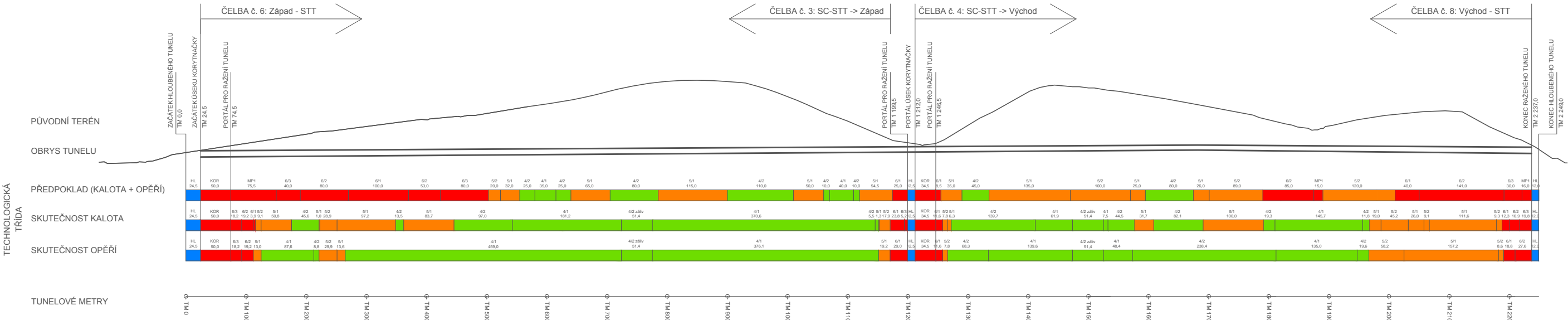
SPECIFIKÁCIA PODPERNÝCH PROSTRIEDKOV NA 1 BM TUNELA

VÝRUB CELKOM	112,020 m ³
KALOTA	65,668 m ³
STUPEŇ	29,757 m ³
DNO	16,595 m ³
KOTVY SN/IBO \varnothing 32 mm, DL. 6,0 m KALOTY	4,000 ks
KOTVY SN/IBO \varnothing 32 mm, DL. 6,0 m STUPŇA	2,000 ks
KOTVY IBO R51 DL. 4,0 m (PÄTA KALOTY)	2,000 ks
MIKROPILÓTY TR 108/16 mm	3,875 ks
PLOCHA STRIEKANÉHO BETÓNU C20/25-X0 HR. 250 mm CELKOM	37,314 m ²
KALOTA	19,901 m ²
STUPEŇ	5,649 m ²
DNO	11,764 m ²
PODKLADNÁ VRSTVA IZOLÁCIE STRIEKANÝ BETÓN HR. 30 mm	23,887 m ²
STABILIZAČNÝ NÁSTREK 50 % ČELBY KALOTY C20/25-X0 V HR. 50-100 mm	32,834 m ²
SIEŤ KARI KY 80 8/150x8/150 mm DVE VRSTVY	400,011 kg
KALOTA	213,340 kg
STUPEŇ	60,558 kg
DNO	126,113 kg
PRIEHRADOVÝ OBLÚK v. 150 mm - CELKOM + NAPOJENIE SIETÍ	258,876 kg
KALOTA	199,440 kg
STUPEŇ	59,436 kg

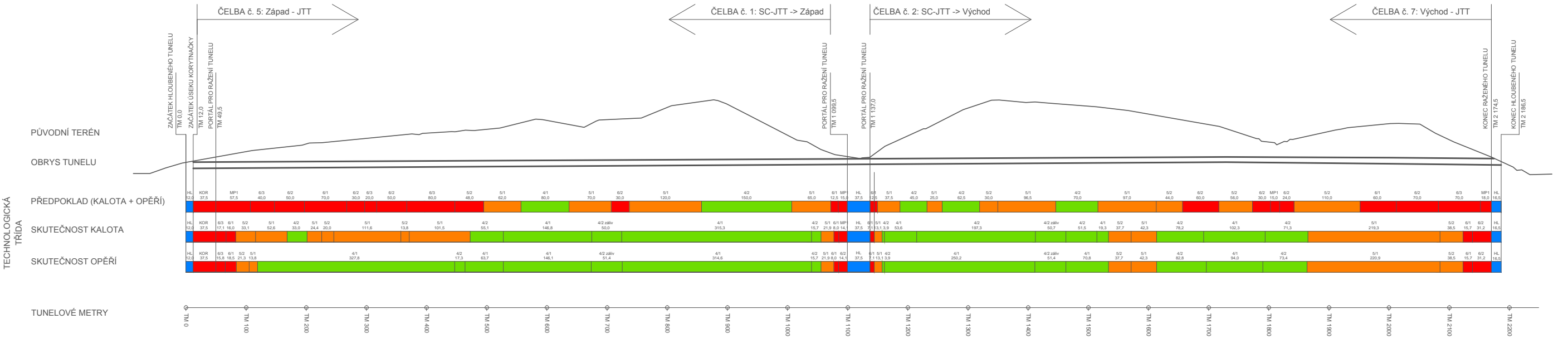
POZNÁMKA:
- POČET KOTIEV JE UVÁDZANÝ PRE ZÁBER V KALOTE 1 m, V STUPNI 2 m
- PLOCHA STRIEKANÉHO BETÓNU JE MERANÁ NA STREDNICI OSTENIA
- HMOTNOSTI KARI SIETÍ SÚ UVÁDZANÉ BEZ PRESAHOV
(PRESAH V PRIEČNOM SMERE 2 OKA, V POZDĹŽNOM SMERE 1 OKO)
- HMOTNOSTI RÁMOV SÚ UVÁDZANÉ BEZ SVAROV A PROREZOV

SCHÉMA PODÉLNÝCH PROFILŮ S DÉLKAMI ÚSEKŮ TECHNOLOGICKÝCH TŘÍD
PŘEDPOKLADANÉ / REALIZOVANÉ

SEVERNÍ TUNELOVÁ TROUBA (STT)



JIŽNÍ TUNELOVÁ TROUBA (JTT)



Přílohová část 4

Numerické modelování

Seznam příloh:

- | | |
|-----------------|--|
| Příloha č. 4. 1 | Schéma půdorysu tunelu s modelovanými řezy |
| Příloha č. 4. 2 | Schéma podélných profilů s modelovanými řezy |
| Příloha č. 4. 3 | Numerický model řezu 1 – 1 (TT 4.2) |
| Příloha č. 4. 4 | Numerický model řezu 3 – 3 (TT 6.2) |

SCHÉMA PŮDORYSU TUNELU S MODELOVANÝMI ŘEZY

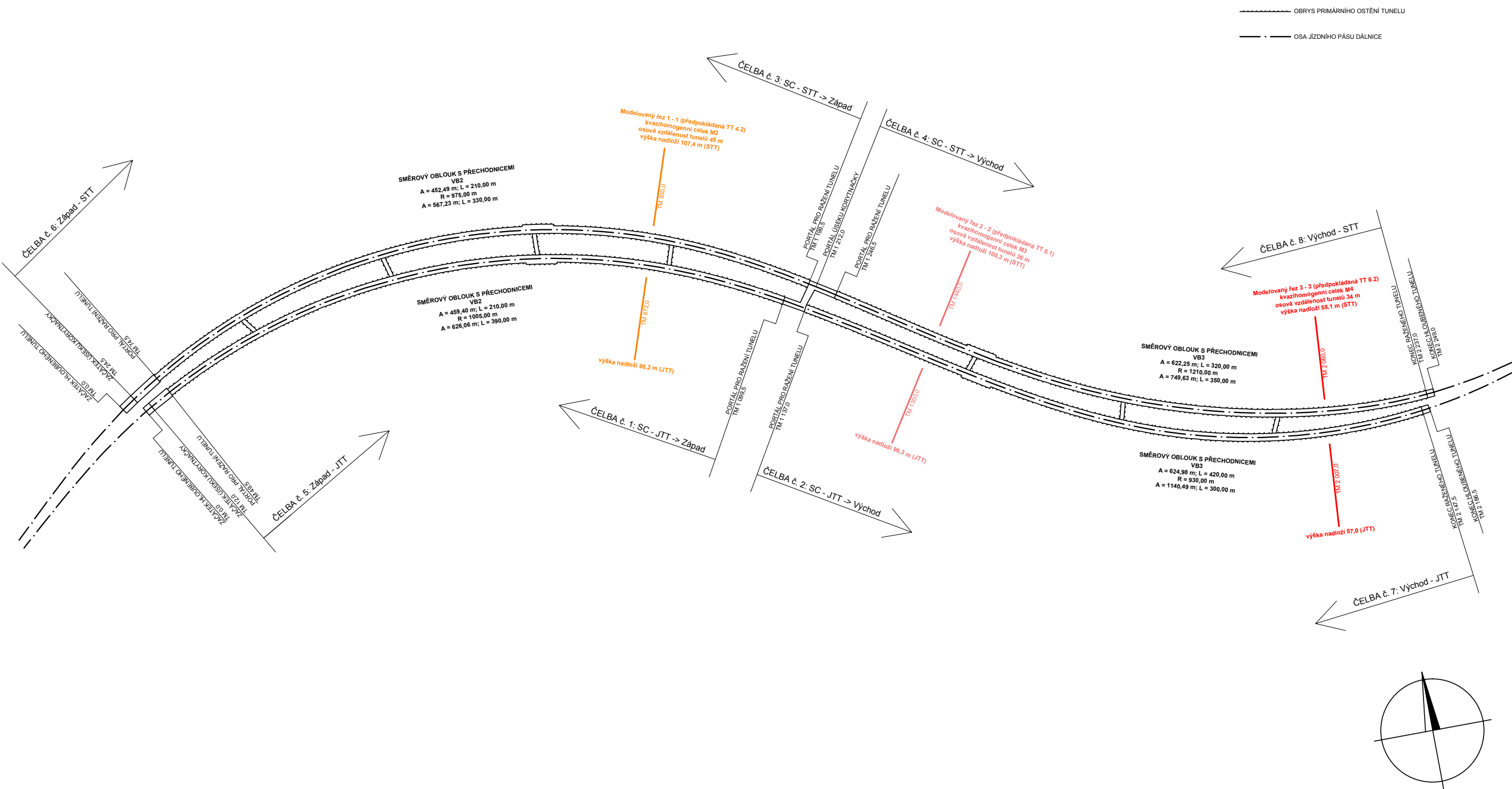
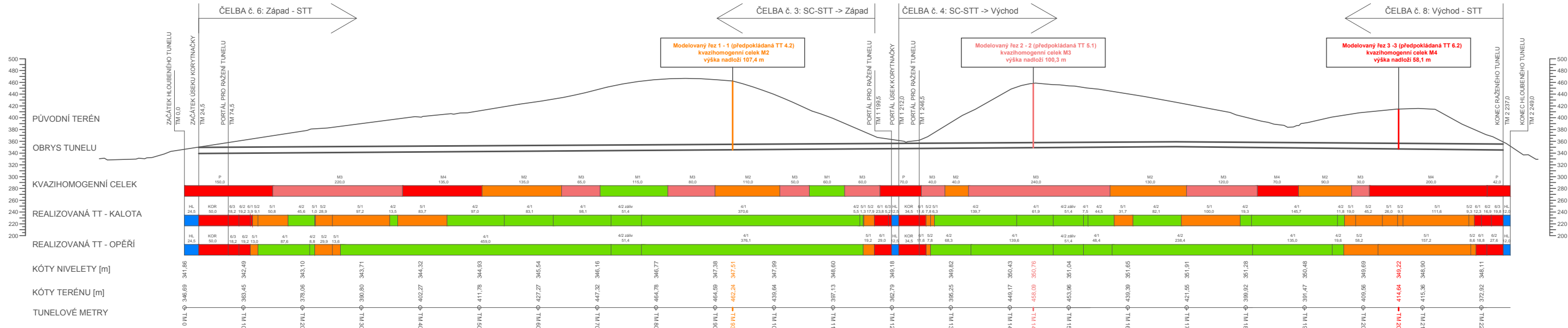
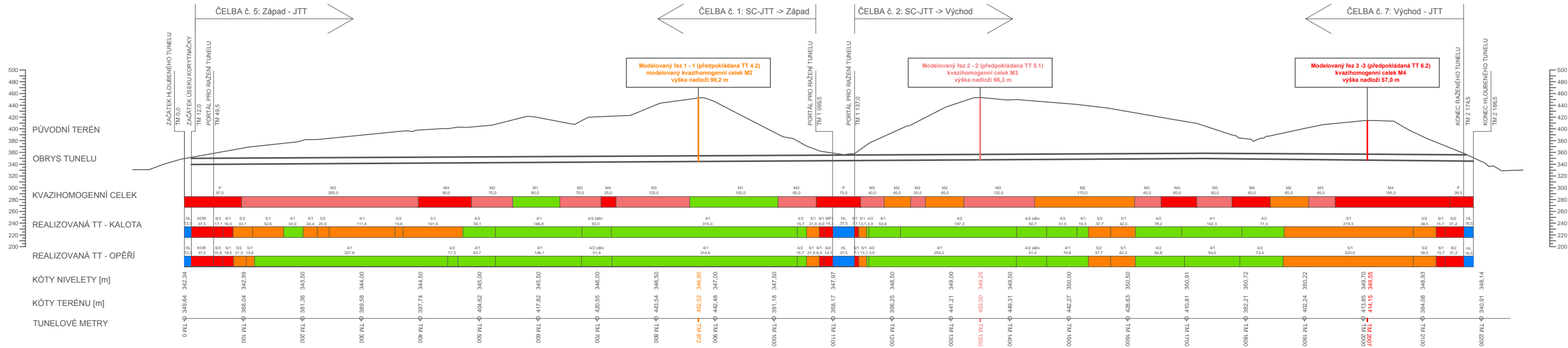


SCHÉMA PODÉLNÝCH PROFILŮ S MODELOVANÝMI ŘEZY

SEVERNÍ TUNELOVÁ TROUBA (STT)



JIŽNÍ TUNELOVÁ TROUBA (JTT)



Příloha č. 4. 3

Numerický model řezu 1 – 1 (TT 4.2)

Obsah přílohy:

Geometrie modelovaného řezu 1 – 1

Geometrie primárního ostění a kotvené oblasti TT 4.2

Síť konečných prvků (ZS 0)

Modelovaný postup výstavby

Svislé efektivní napětí v horninovém masivu (ZS 8)

Vodorovné efektivní napětí v horninovém masivu (ZS 8)

Průběh normálových sil (ZS 4)

Průběh ohybových momentů (ZS 4)

Průběh normálových sil (ZS 8)

Průběh ohybových momentů (ZS 8)

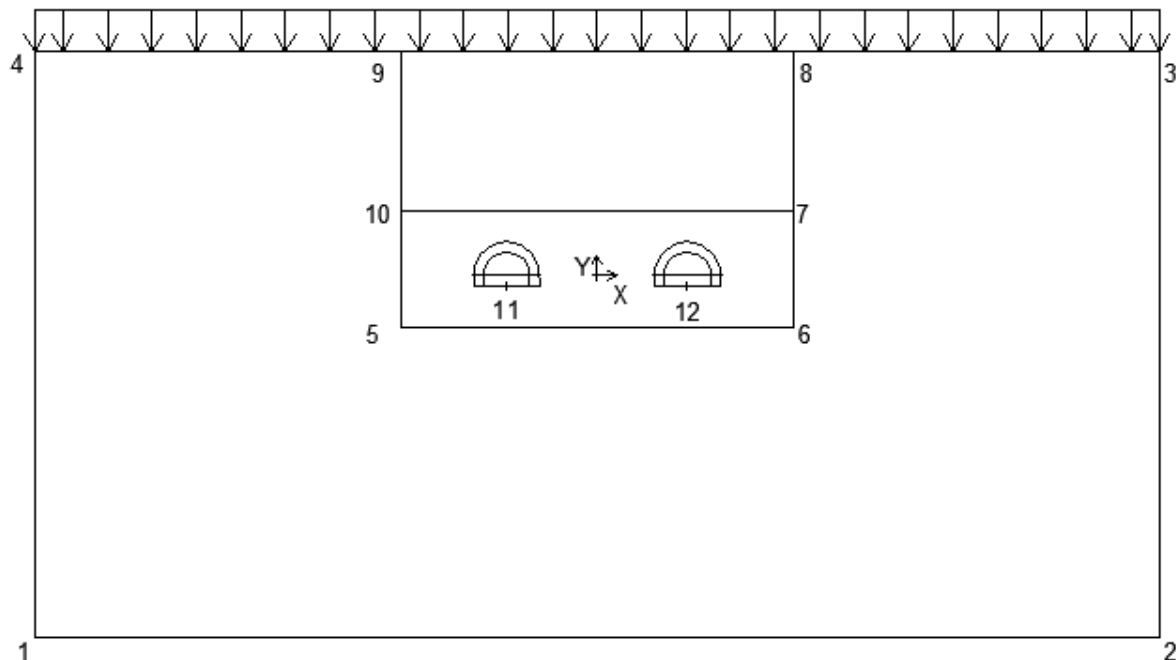
Modelovaný řez 1 - 1 (TT 4.2)

kvazihomogenní celek M2

osová vzdálenost tunelů 45 m

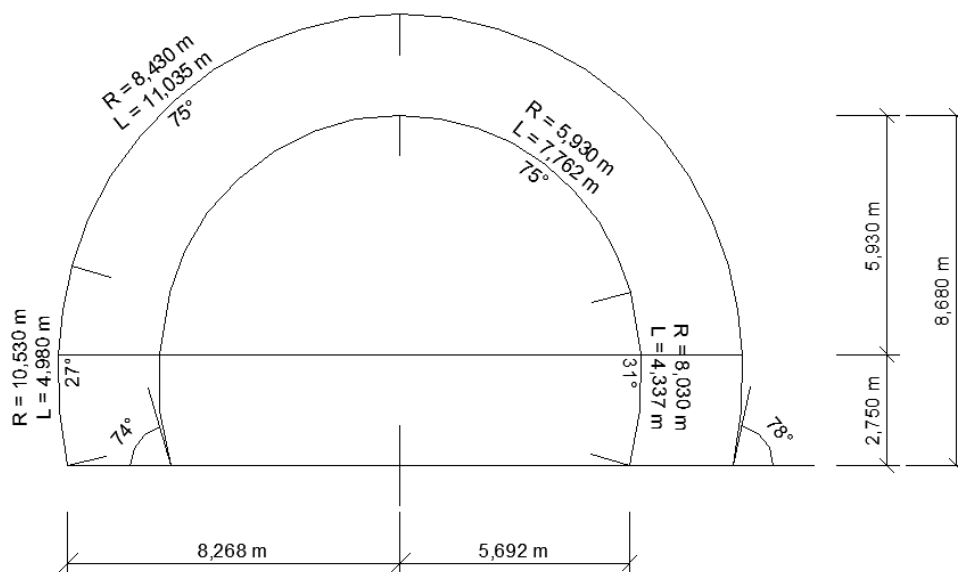
výška nadloží 120 m

1820 kN/m/bm



Souřadnice bodů modelovaného řezu 1 - 1				
bod	AutoCad		Plaxis	poznámka
	x [m]	y [m]	(x y) [m]	
1	-140,00	-90,00	(-140 -90)	pravý dolní roh modelu
2	140,00	-90,00	(140 -90)	levý dolní roh modelu
3	140,00	55,00	(140 55)	pravý horní roh modelu
4	-140,00	55,00	(-140 55)	levý horní roh modelu
5	-50,00	-15,00	(-50 -15)	zjemnění síť
6	50,00	-15,00	(50 -15)	zjemnění síť
7	50,00	20,00	(50 20)	zjemnění síť
8	50,00	55,00	(50 55)	zjemnění síť
9	-50,00	55,00	(-50 55)	zjemnění síť
10	-50,00	20,00	(-50 20)	zjemnění síť
11	-22,50	-2,75	(-22,5 -2,75)	STT
12	22,50	-2,75	(22,5 -2,75)	JTT

Geometrické parametry primárního ostění a kotvené oblasti TT 4.2 (modelovaný řez 1 - 1)

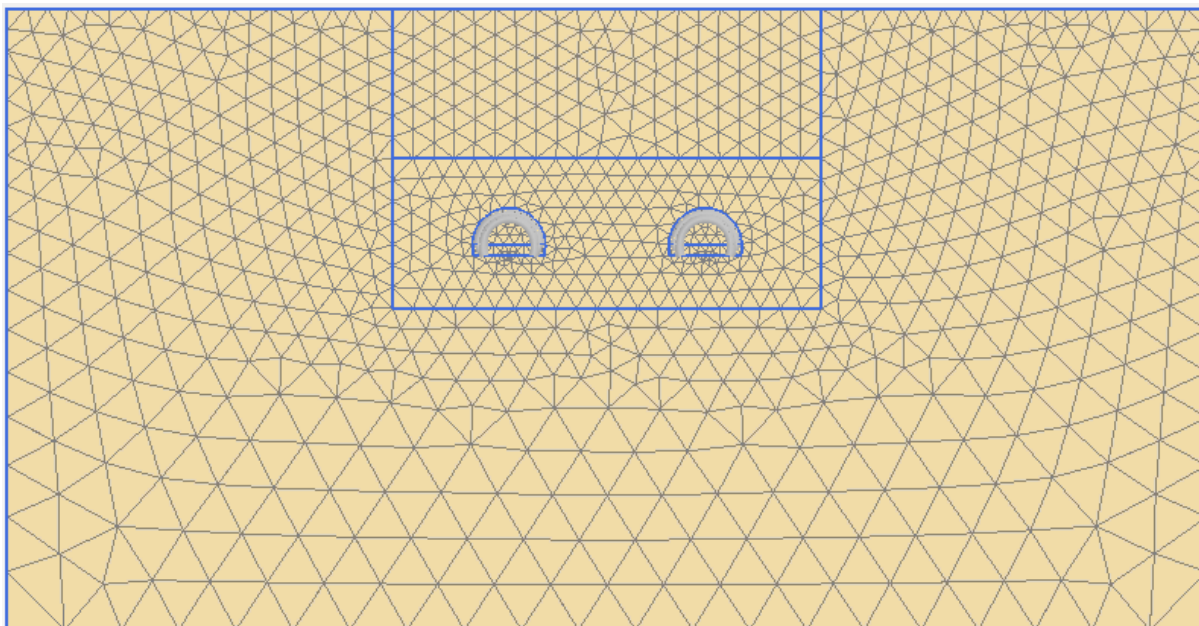


Geometrické parametry primárního ostění VT 4.2 (modelovaný řez 1 - 1)

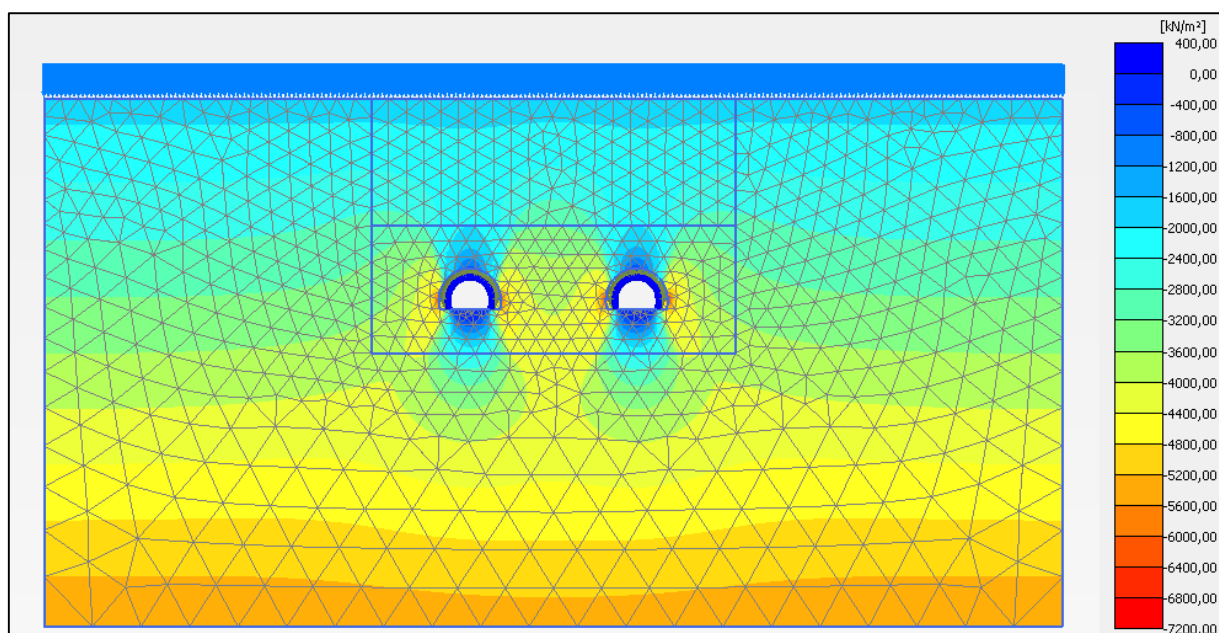
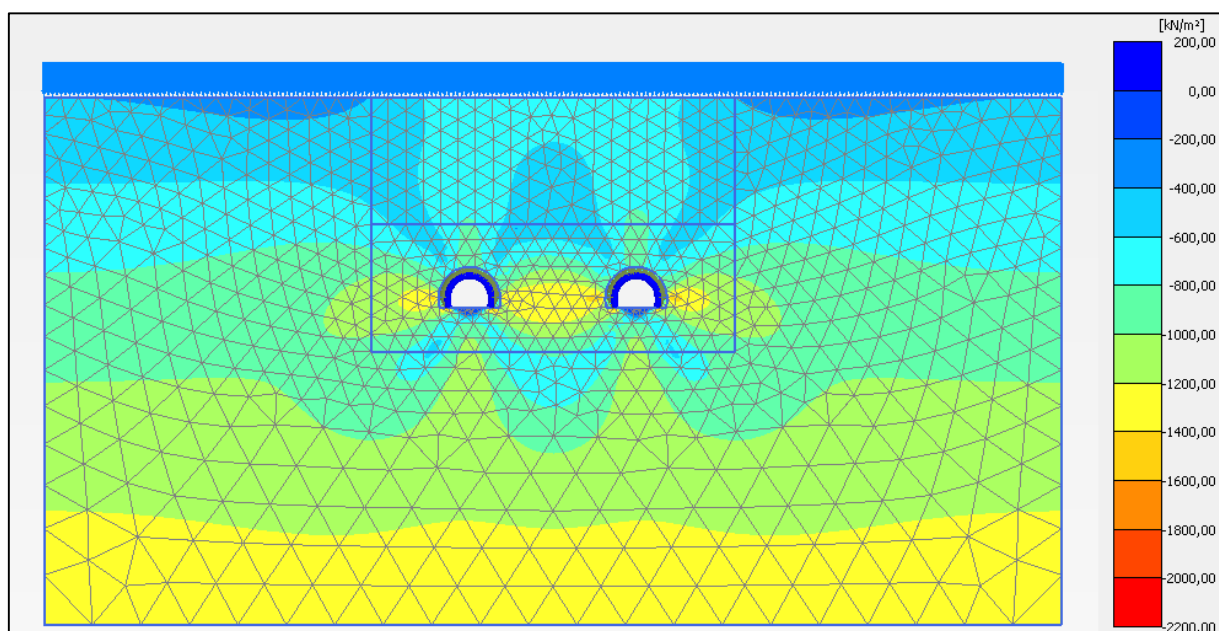
č.	typ	délka (m)	poloměr [m]	počáteční úhel [°]	celkový úhel [°]
1	oblouk	4,337	8,030	74	31
2	oblouk	15,524	5,930	0	150
3	oblouk	4,337	8,030	74	31
4	úsečka	5,692	-	0	-
5	úsečka	5,692	-	0	-

Geometrické parametry prokotvené oblasti VT 4.2 (modelovaný řez 1 - 1)

č.	typ	délka (m)	poloměr [m]	počáteční úhel [°]	celkový úhel [°]
1	oblouk	4,980	10,530	78	27
2	oblouk	22,070	8,430	0	150
3	oblouk	4,980	10,530	78	27
4	úsečka	8,268	-	0	-
5	úsečka	8,268	-	0	-

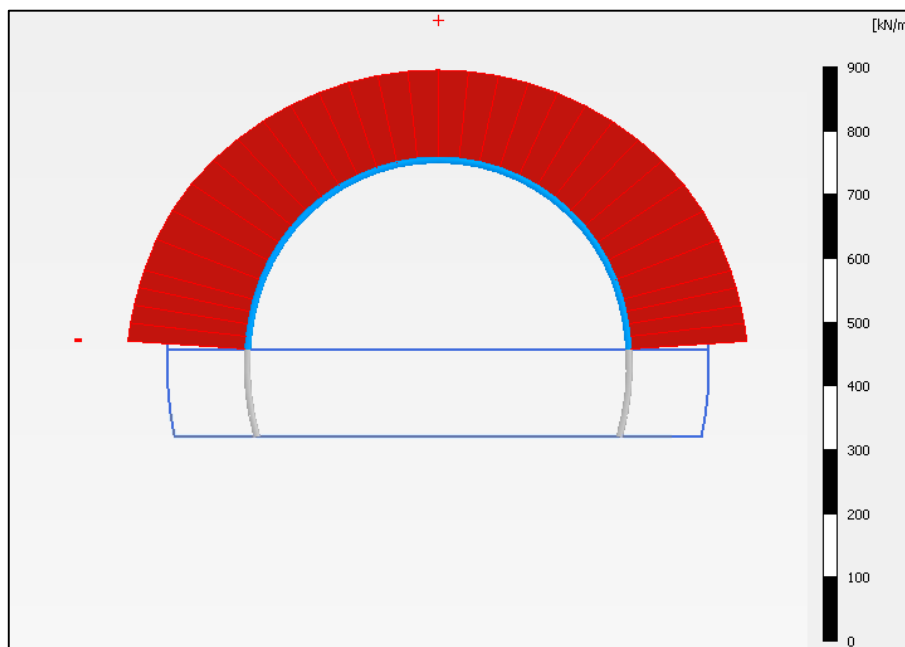
Síť konečných prvků (ZS 0)

Modelovaný postup výstavby - TT 4.2 (řez 1 - 1)				
zatěžovací stav	část modelu	popis	přírůstek zatížení výrubu / ostění v daném kroku	ΣM_{stage} (β - metoda)
ZS 0	-	geostatická primární napjatost masivu	-	-
ZS 1	JTT - kalota	výrub kaloty	80 %	0,8
ZS 2	JTT - kalota	primární ostění z mladého stříkaného betonu (3 denní)	20 %	1,0
	JTT - kalota	aktivace svorníků (zlepšení soudržnosti v kotvené oblasti)		
ZS 3	STT - kalota	výrub kaloty	80 %	0,8
	JTT - kalota	dozrání stříkaného betonu v primárním ostění (více než 28 dní)		
ZS 4	STT - kalota	primární ostění z mladého stříkaného betonu (3 denní)	20 %	1,0
	STT - kalota	aktivace svorníků (zlepšení soudržnosti v kotvené oblasti)		
ZS 5	JTT - opěří	výrub opěří	80 %	0,8
	STT - kalota	dozrání stříkaného betonu v primárním ostění (více než 28 dní)		
ZS 6	JTT - opěří	primární ostění z mladého stříkaného betonu (3 denní)	20 %	1,0
	JTT - opěří	aktivace svorníků (zlepšení soudržnosti v kotvené oblasti)		
ZS 7	STT - opěří	výrub opěří	80 %	0,8
	JTT - opěří	dozrání stříkaného betonu v primárním ostění (více než 28 dní)		
ZS 8	STT - opěří	primární ostění z mladého stříkaného betonu (3 denní)	20 %	1,0
	STT - opěří	aktivace svorníků (zlepšení soudržnosti v kotvené oblasti)		
ZS 9	STT - opěří	dozrání stříkaného betonu v primárním ostění (více než 28 dní)	0 %	1,0

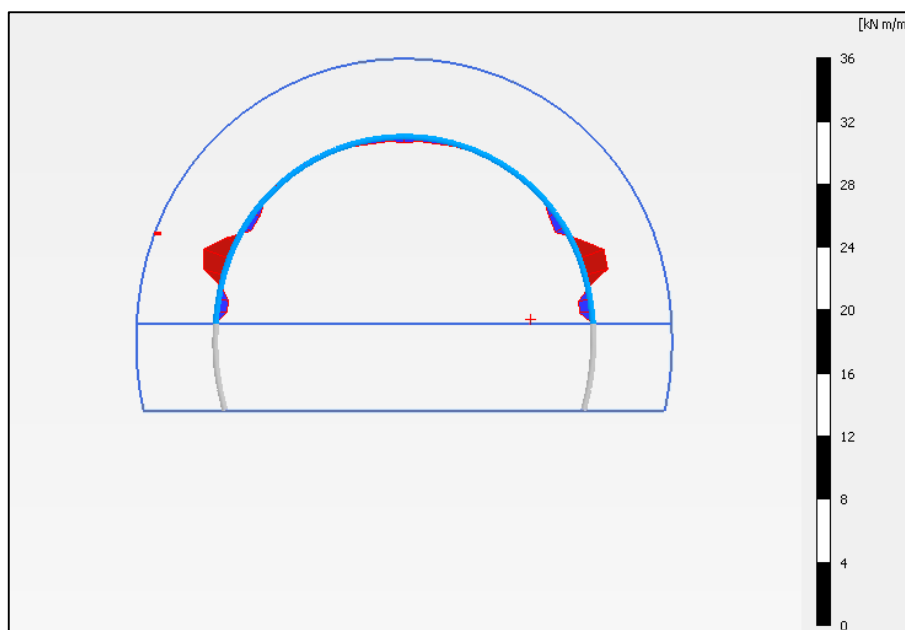
Svislé efektivní napětí horninové masivu (ZS 8)Vodorovné efektivní napětí horninového masivu (ZS 8)

Průběh tlakových normálových sil (ZS 4)

Maximální hodnota 194,15 kN, minimální hodnota 154,99 kN

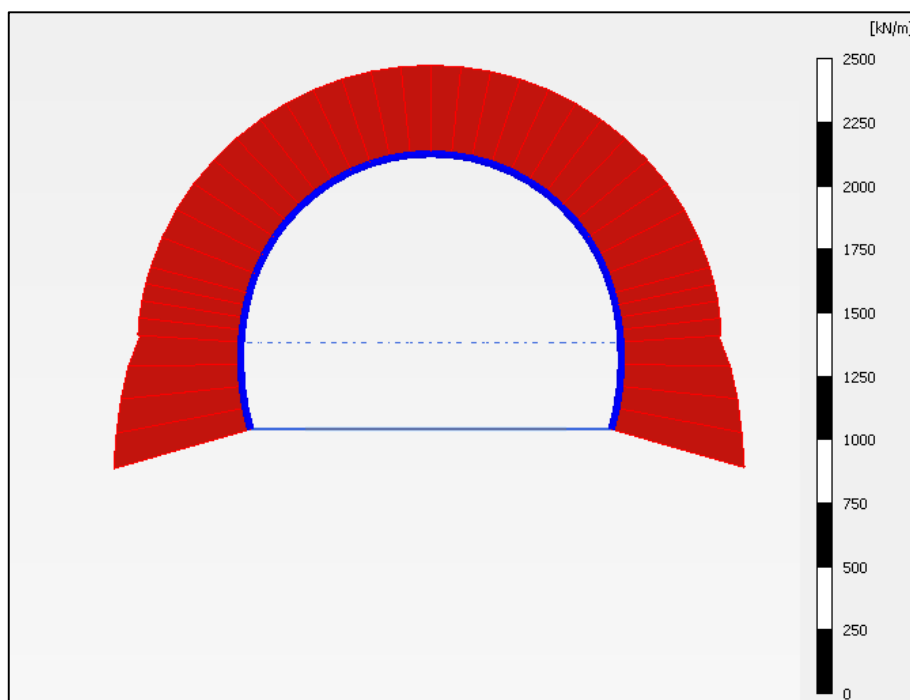
Průběh ohybových momentů (ZS 4)

Maximální hodnota na vnitřní straně ostění (do výrubu) 0,87 kNm a na vnější straně ostění (do masivu) -1,87 kNm

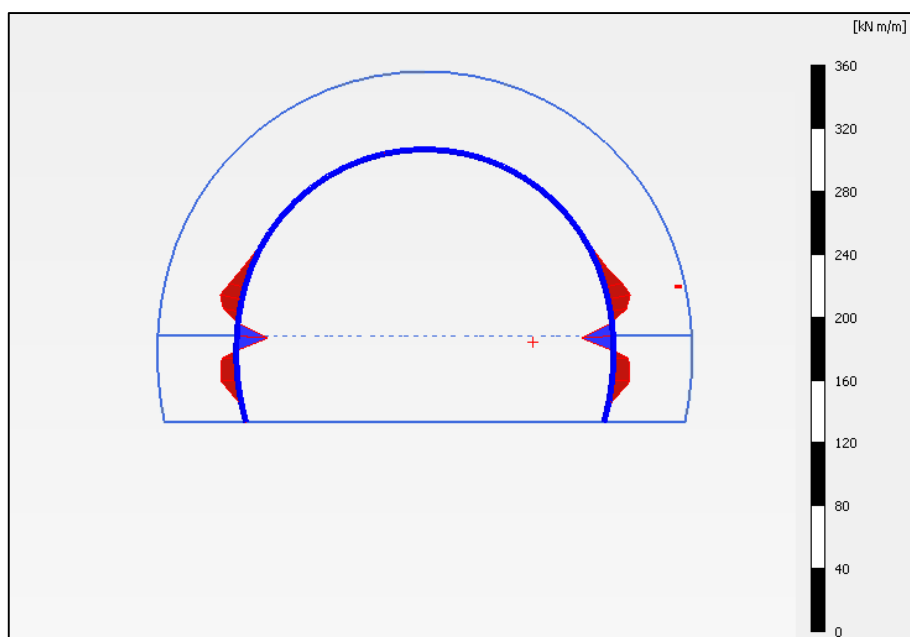


Průběh tlakových normálových sil (ZS 8)

Maximální hodnota 617,10 kN, minimální hodnota 383,68 kN

Průběh ohybových momentů (ZS 8)

Maximální hodnota na vnitřní straně ostění (do výrubu) 17,49 kNm a na vnější straně ostění (do masivu) -15,98 kNm



Příloha č. 4. 4

Numerický model řezu 3 – 3 (TT 6.2)

Obsah přílohy:

Geometrie modelovaného řezu 3 – 3

Geometrie primárního ostění a kotvené oblasti TT 6.2

Síť konečných prvků (ZS 0)

Modelovaný postup výstavby

Svislé efektivní napětí v horninovém masivu (ZS 8)

Vodorovné efektivní napětí v horninovém masivu (ZS 8)

Průběh normálových sil (ZS 4)

Průběh ohybových momentů (ZS 4)

Průběh normálových sil (ZS 8)

Průběh ohybových momentů (ZS 8)

Průběh normálových sil (ZS 12)

Průběh ohybových momentů (ZS 12)

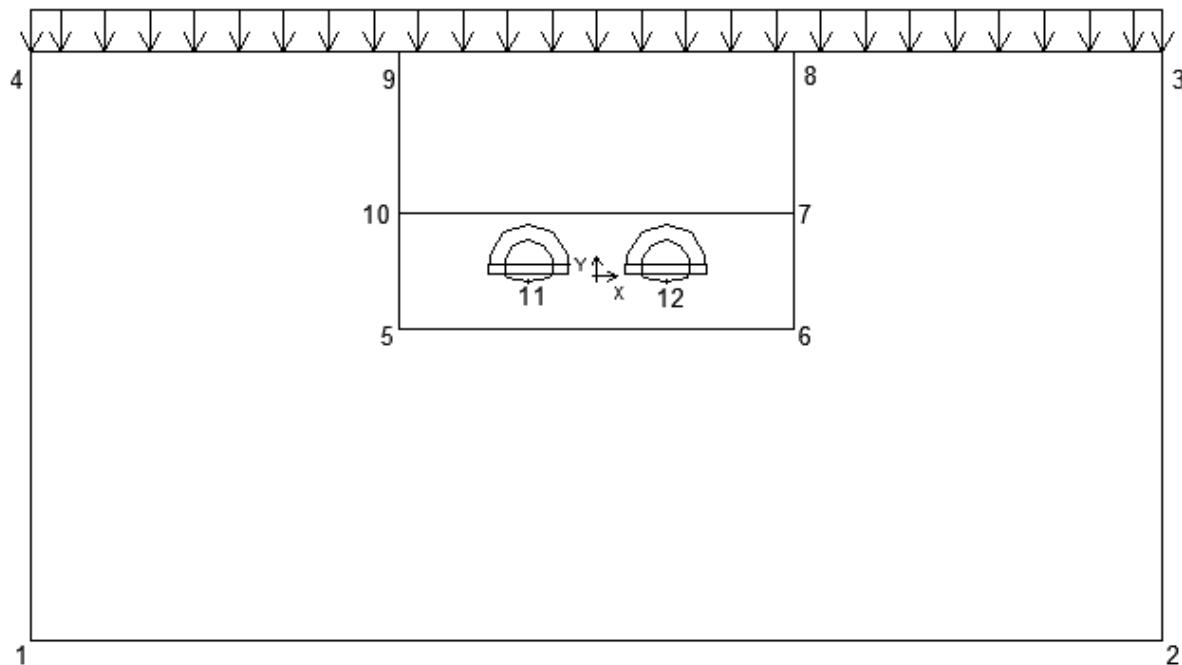
Modelovaný řez 3 - 3 (TT 6.2)

kvazihomogenní celek M4

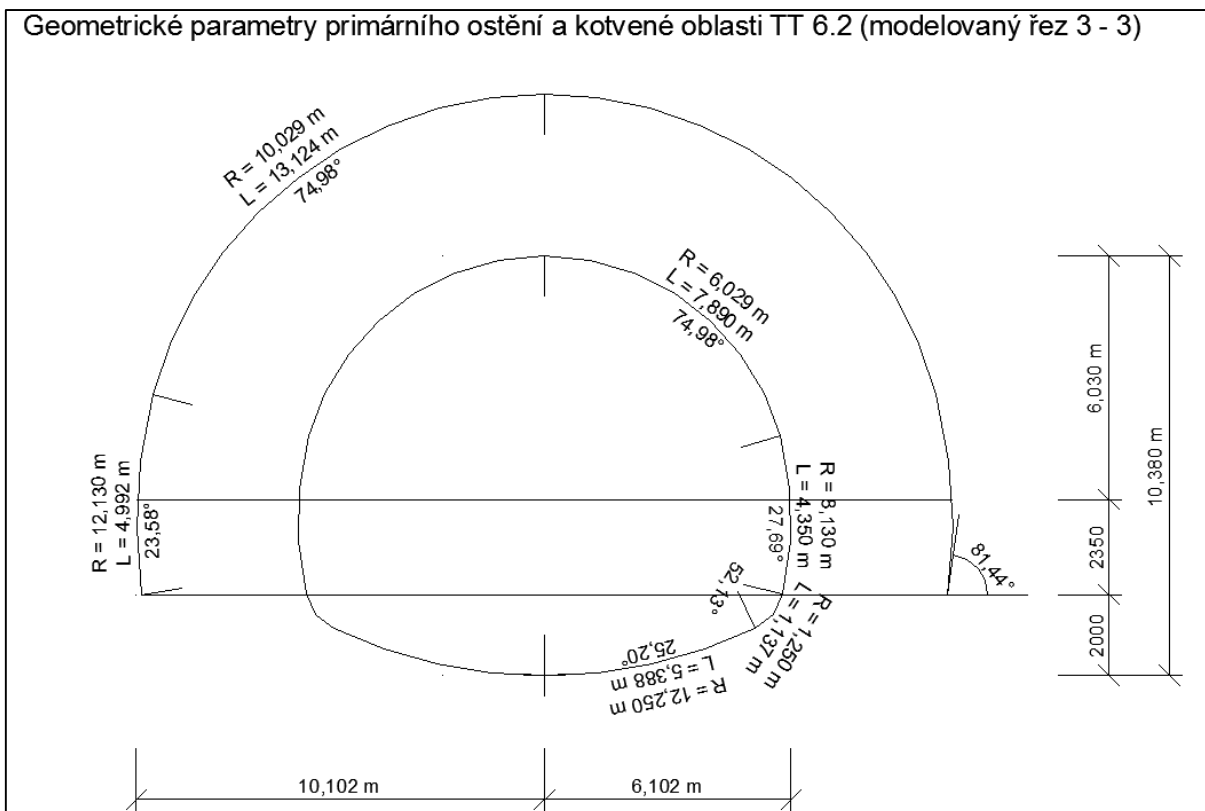
osová vzdálenost tunelů 34 m

výška nadloží 60 m

230 kN/m/bm



Souřadnice bodů modelovaného řezu 3 - 3				
AutoCad			Plaxis	poznámka
bod	x [m]	y [m]	(x y) [m]	
1	-140,00	-90,00	(-140 -90)	pravý dolní roh modelu
2	140,00	-90,00	(140 -90)	levý dolní roh modelu
3	140,00	55,00	(140 55)	pravý horní roh modelu
4	-140,00	55,00	(-140 55)	levý horní roh modelu
5	-50,00	-15,00	(-50 -15)	zjemnění síť
6	50,00	-15,00	(50 -15)	zjemnění síť
7	50,00	20,00	(50 20)	zjemnění síť
8	50,00	55,00	(50 55)	zjemnění síť
9	-50,00	55,00	(-50 55)	zjemnění síť
10	-50,00	20,00	(-50 20)	zjemnění síť
11	-17,00	-1,40	(-17 -1,4)	STT
12	17,00	-1,40	(17 -1,4)	JTT

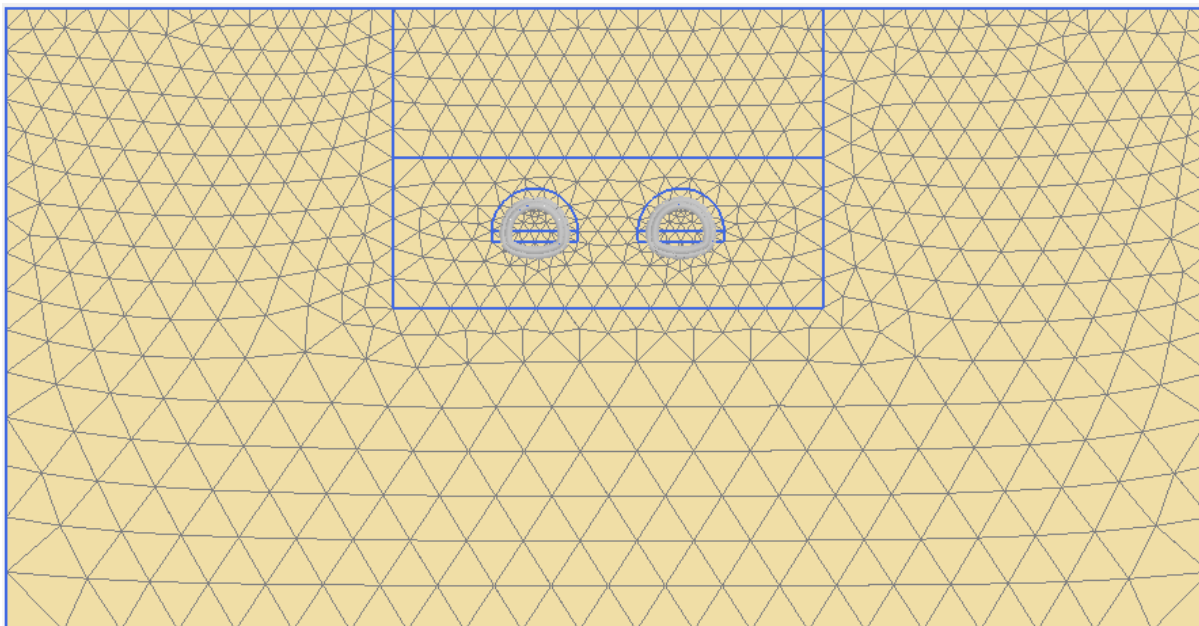


Geometrické parametry primárního ostění TT 6.2 (modelovaný řez 3 - 3)

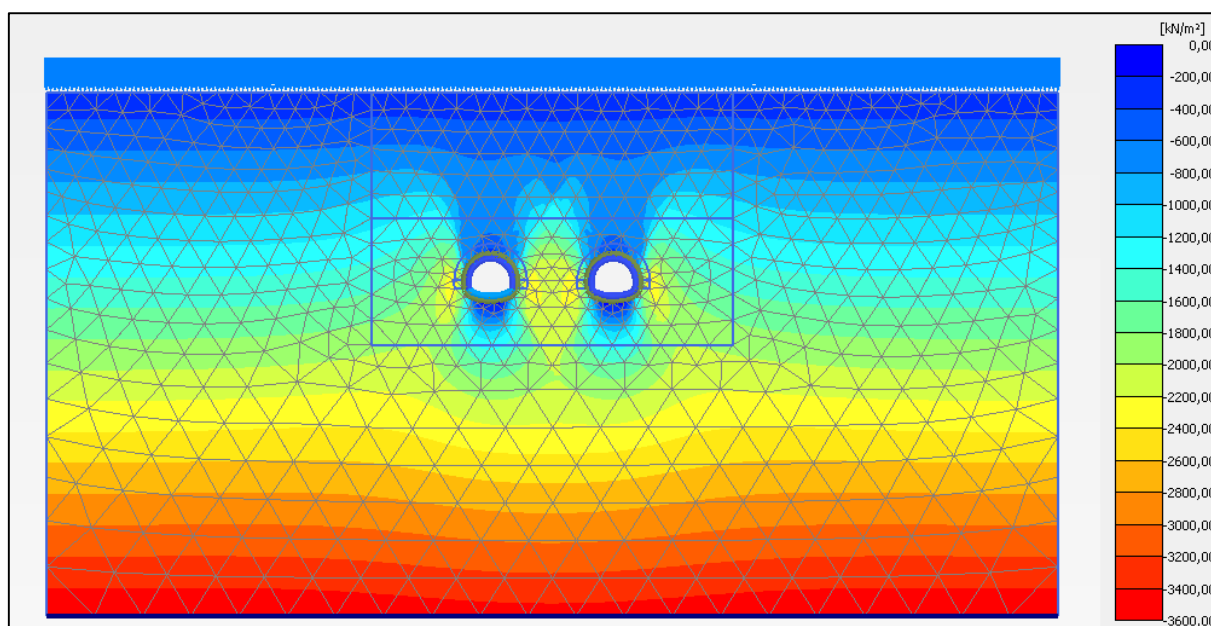
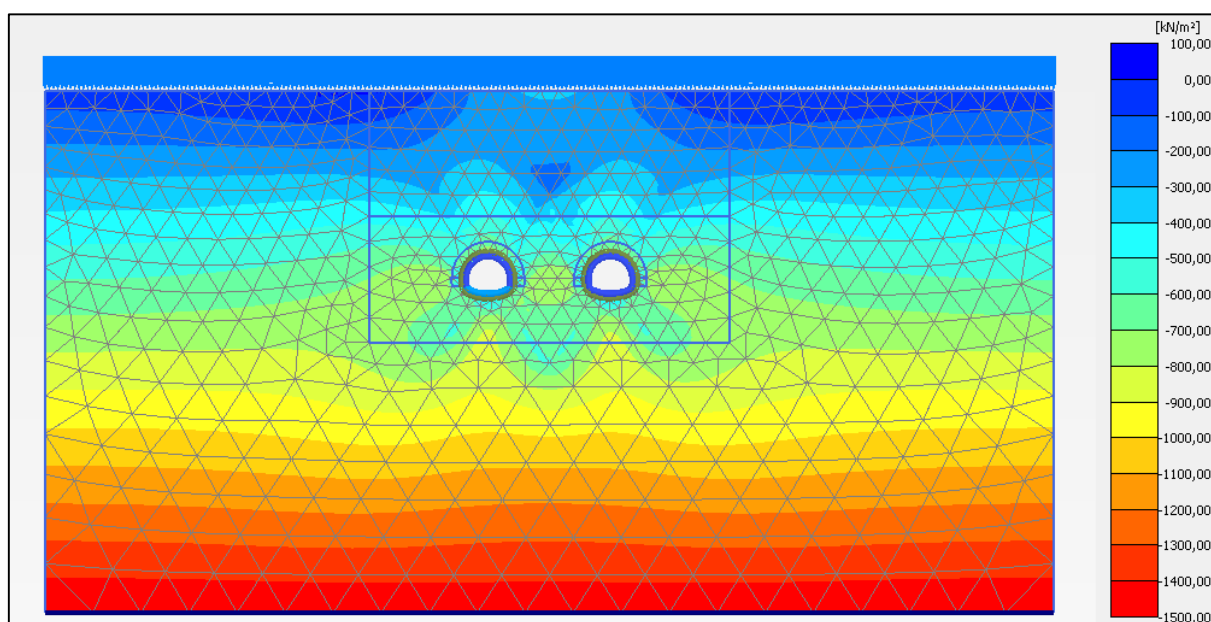
č.	typ	délka (m)	poloměr [m]	počáteční úhel [°]	celkový úhel [°]
4	oblouk	5,388	12,250	0	25,20
3	oblouk	1,137	1,250	0	52,13
2	oblouk	4,350	8,130	0	27,69
1	oblouk	7,890	6,029	0	74,98
8	oblouk	7,890	6,029	0	74,98
7	oblouk	4,350	8,130	0	27,69
6	oblouk	1,137	1,250	0	52,13
5	oblouk	5,388	12,250	0	25,20

Geometrické parametry prokotvené oblasti TT 6.2 (modelovaný řez 3 - 3)

č.	typ	délka (m)	poloměr [m]	počáteční úhel [°]	celkový úhel [°]
1	oblouk	4,992	12,130	81,44	23,58
2	oblouk	26,248	10,029	0	149,96
3	oblouk	4,992	12,130	81,44	23,58
4	úsečka	9,966	-	0	-
5	úsečka	9,966	-	0	-

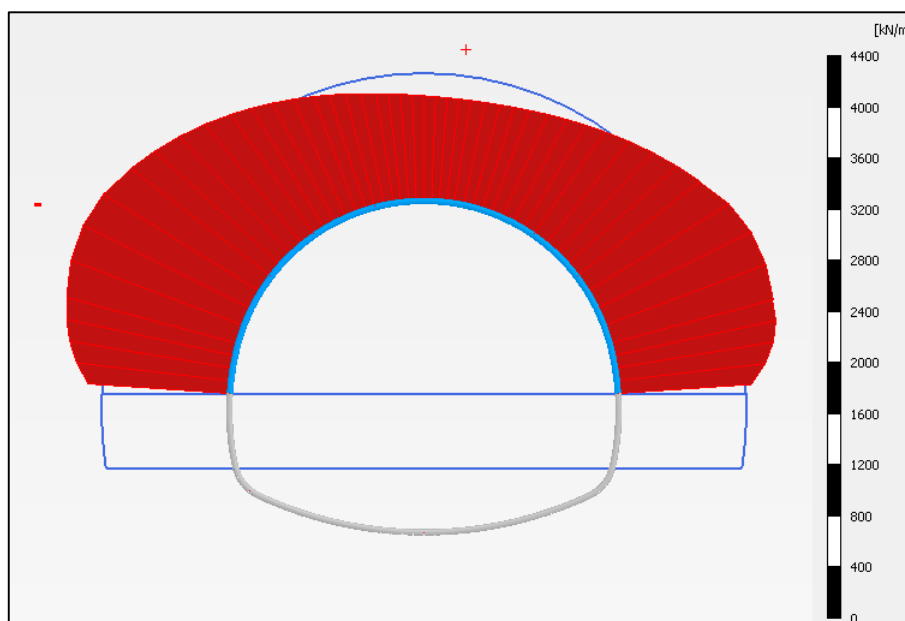
Síť konečných prvků (ZS 0)

Modelovaný postup výstavby - TT 6.2 (řez 3 - 3)				
zatěžovací stav	část modelu	popis	zatížení v daném kroku	ΣM_{stage} (β - metoda)
ZS 0	-	geostatická primární napjatost masivu	-	-
ZS 1	JTT - kalota	výrub kaloty	30 %	0,3
ZS 2	JTT - kalota	primární ostění z mladého stříkaného betonu (3 denní)	70 %	1,0
	JTT - kalota	aktivace svorníků (zlepšení soudržnosti v kotvené oblasti)		
ZS 3	STT - kalota	výrub kaloty	30 %	0,3
	JTT - kalota	dozrání stříkaného betonu v primárním ostění (více než 28 dní)		
ZS 4	STT - kalota	primární ostění z mladého stříkaného betonu (3 denní)	70 %	1,0
	STT - kalota	aktivace svorníků (zlepšení soudržnosti v kotvené oblasti)		
ZS 5	JTT - opěří	výrub opěří	30 %	0,3
	STT - kalota	dozrání stříkaného betonu v primárním ostění (více než 28 dní)		
ZS 6	JTT - opěří	primární ostění z mladého stříkaného betonu (3 denní)	70 %	1,0
	JTT - opěří	aktivace svorníků (zlepšení soudržnosti v kotvené oblasti)		
ZS 7	STT - opěří	výrub opěří	30 %	0,3
	JTT - opěří	dozrání stříkaného betonu v primárním ostění (více než 28 dní)		
ZS 8	STT - opěří	primární ostění z mladého stříkaného betonu (3 denní)	70 %	1,0
	STT - opěří	aktivace svorníků (zlepšení soudržnosti v kotvené oblasti)		
ZS 9	JTT - dno	výrub opěří	30 %	0,3
	STT - opěří	dozrání stříkaného betonu v primárním ostění (více než 28 dní)		
ZS 10	JTT - dno	primární ostění z mladého stříkaného betonu (3 denní)	70 %	1,0
ZS 11	STT - dno	výrub opěří	30 %	1,0
	JTT - dno	dozrání stříkaného betonu v primárním ostění (více než 28 dní)		
ZS 12	STT - dno	primární ostění z mladého stříkaného betonu (3 denní)	70 %	1,0
ZS 13	STT - dno	dozrání stříkaného betonu v primárním ostění (více než 28 dní)	0 %	1,0

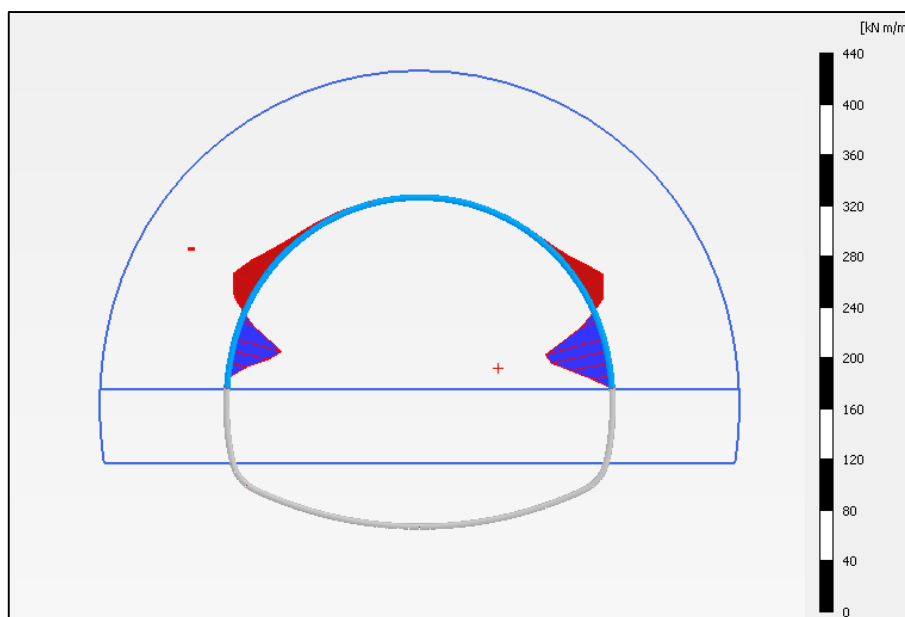
Svislé efektivní napětí horninového masivu (ZS 12)Vodorovné efektivní napětí horninového masivu (ZS 12)

Průběh tlakových normálových sil (ZS 4)

Maximální hodnota 1015,30 kNm, minimální hodnota 847,67 kNm

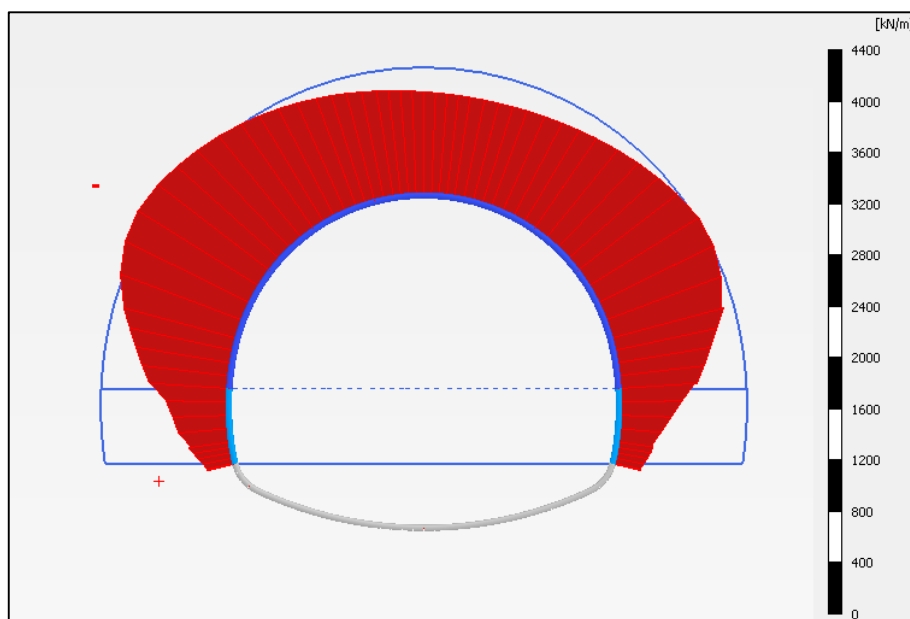
Průběh ohybových momentů (ZS 4)

Maximální hodnota na vnitřní straně ostění (do výrubu) 52,64 kNm a na vnější straně ostění (do masivu) -24,18 kNm

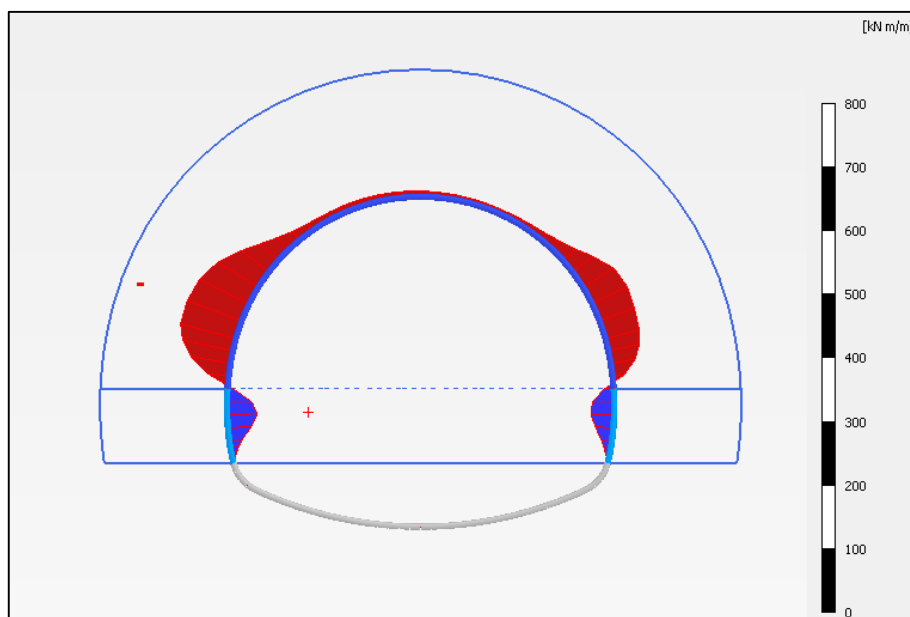


Průběh tlakových normálových sil (ZS 8)

Maximální hodnota 981,28 kNm, minimální hodnota 211,24 kNm

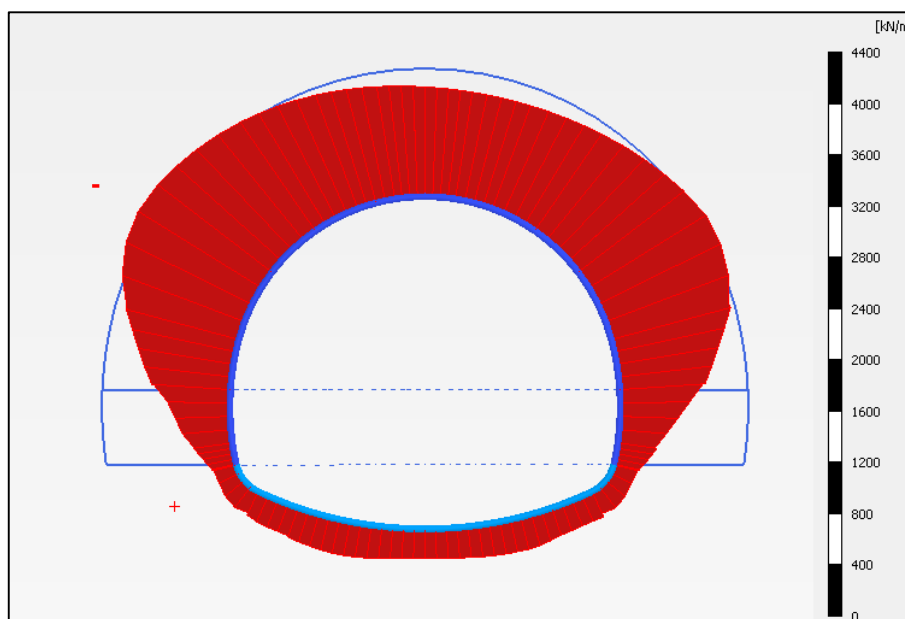
Průběh ohybových momentů (ZS 8)

Maximální hodnota na vnitřní straně ostění (do výrubu) 52,60 kNm a na vnější straně ostění (do masivu) -83,05 kNm

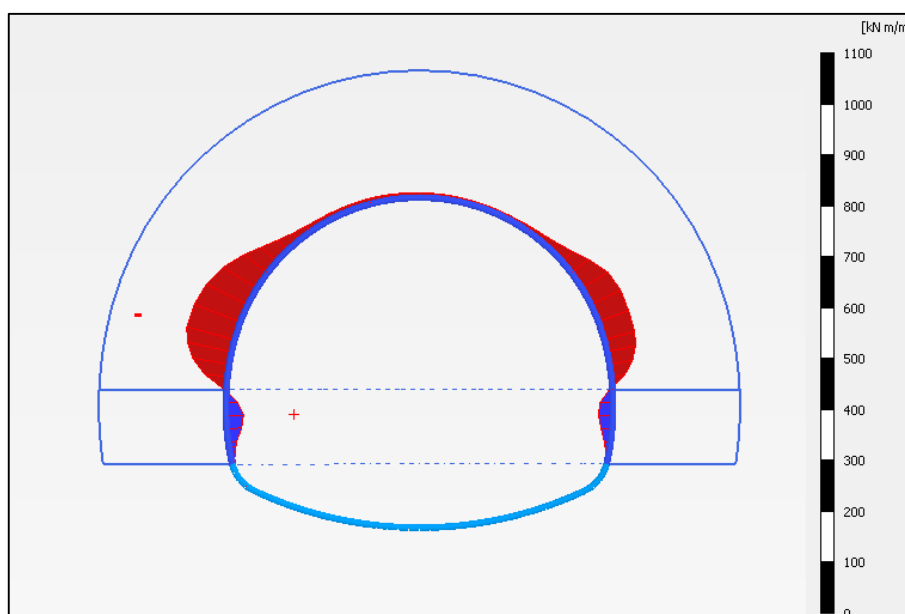


Průběh tlakových normálových sil (ZS 12)

Maximální hodnota 1160,09 kNm, minimální hodnota 228,58 kNm

Průběh ohybových momentů (ZS 12)

Maximální hodnota na vnitřní straně ostění (do výrubu) +53,65 kNm a na vnější straně ostění (do masivu) -98,59 kNm



Přílohová část 5

Posouzení únosnosti běžně vyztuženého primárního ostění

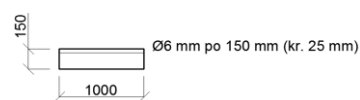
Seznam příloh:

Příloha č. 5. 1	Posouzení TT 4.2 (běžné vyztužení, 3 dny)
Příloha č. 5. 2	Posouzení TT 4.2 (běžné vyztužení, 28 dní)
Příloha č. 5. 3	Posouzení TT 5.1 (běžné vyztužení, 3 dny)
Příloha č. 5. 4	Posouzení TT 5.1 (běžné vyztužení, 28 dní)
Příloha č. 5. 5	Posouzení TT 6.2 (běžné vyztužení, 3 dny)
Příloha č. 5. 6	Posouzení TT 6.2 (běžné vyztužení, 28 dní)

Posuzovaná konstrukce:

Průřez	b	h
	mm	mm
	1000	150

Schéma průřezu:



Posouzení na interakci ohybového momentu a normálové síly:

Návrh konstrukce: C 20/25; tl. 150 mm; horní Ø6 mm po 150 mm (kr. 25 mm)

Navržená konstrukce: **VYHOVUJE** z hlediska únosnosti na interakci ohybu a tlaku

Materiálové charakteristiky betonu:

Beton	stáří T	f_{ck}	α_{cc}	γ	f_{cd}	ϵ_{c2}	ϵ_{cu}
	dny	MPa	-	-	MPa	-	-
C 20/25	3	10,60	1,00	1,5	7,067	0,0020	0,0035

Materiálové charakteristiky rozptýlené výztuže:

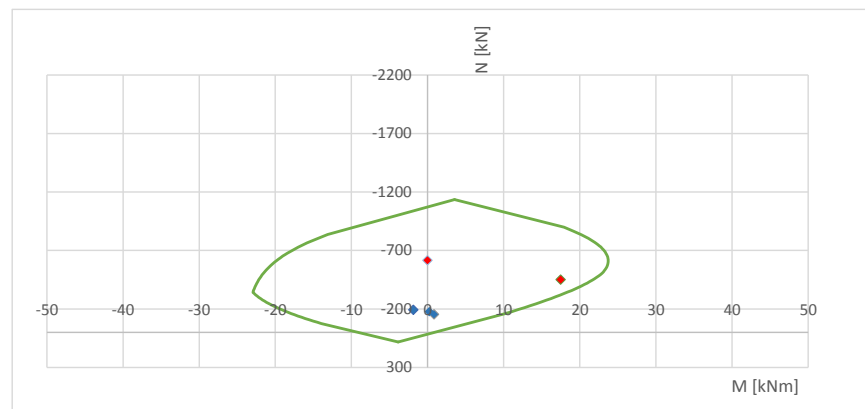
Rozptýlená výztuž	f_{td}
	MPa
NE	0,000

Materiálové charakteristiky prutové výztuže:

Prutová výztuž	průměr	počet prutů	plocha A_s	krytí výztuže	d_l	E_s	f_y	γ	f_{yd}	ϵ_{yd}
ANO	mm	ks	mm ²	mm	mm	GPa	MPa	-	MPa	-
horní	6	6,67	189	25	28	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217
dolní	6	0	0	25	28	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217

Vybrané body interakčního diagramu:

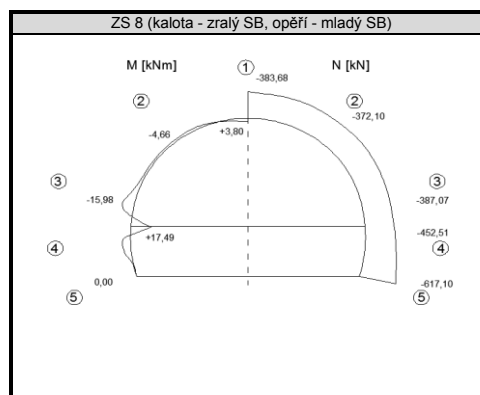
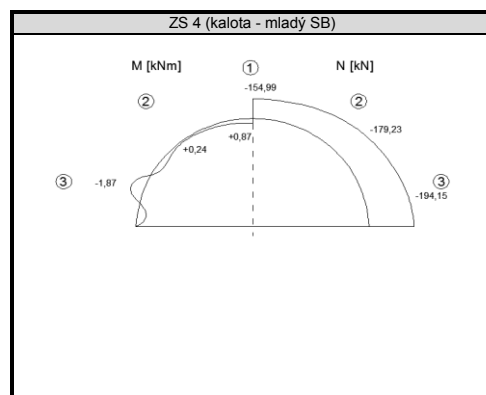
bod interakčního diagramu	únosnost		poznámka
	N_{Rd} kN	M_{Rd} kNm	
5	-1135,44	3,55	maximální tlak
35	-612,28	23,73	maximální ohybový moment
0	82,00	-3,85	maximální tah



Vypočtené hodnoty vnitřních sil v posuzovaných bodech ostění:

bod na ostění	fáze výstavby (zat. stav)	Návrhové	
		N_{ED} kN	M_{ED} kNm
1	ZS 4	-154,99	0,87
2	ZS 4	-179,23	0,24
3	ZS 4	-194,15	-1,87
4	ZS 8	-452,51	17,49
5	ZS 8	-617,10	0,00
6	-	-	-
7	-	-	-

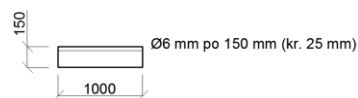
Schémata posuzovaných bodů ostění s vypočtenými hodnotami vnitřních sil:



Posuzovaná konstrukce:

Průřez	b	h
	mm	mm
	1000	150

Schéma průřezu:



Posouzení na interakci ohybového momentu a normálové síly:

Návrh konstrukce: C 20/25; tl. 150 mm; horní Ø6 mm po 150 mm (kr. 25 mm)

Navržená konstrukce: **VYHOVUJE** z hlediska únosnosti na interakci ohybu a tlaku

Materiálové charakteristiky betonu:

Beton	stáří T	f_{ck}	α_{cc}	γ	f_{cd}	ϵ_{c2}	ϵ_{cu}
	dny	MPa	-	-	MPa	-	-
C 20/25	28	20,00	1,00	1,5	13,333	0,0020	0,0035

Materiálové charakteristiky rozptýlené výztuže:

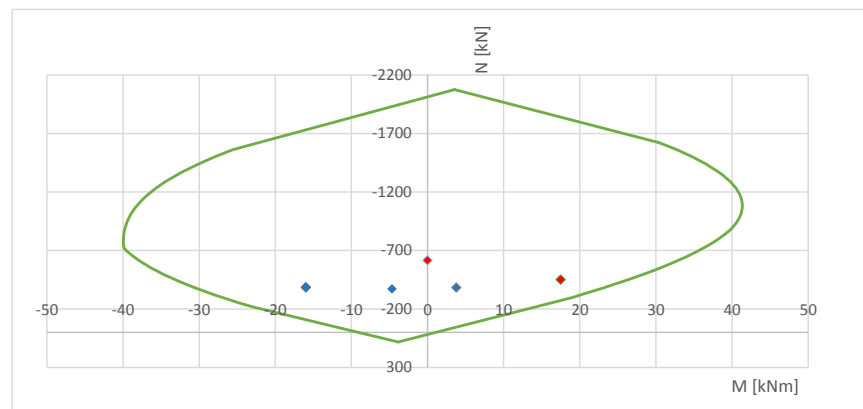
Rozptýlená výztuž	f_{td}
	MPa
NE	0,000

Materiálové charakteristiky prutové výztuže:

Prutová výztuž	průměr	počet prutů	plocha A_s	krytí výztuže	d_l	E_s	f_y	γ	f_{yd}	ϵ_{yd}
ANO	mm	ks	mm ²	mm	mm	GPa	MPa	-	MPa	-
horní	6	6,67	189	25	28	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217
dolní	6	0	0	25	28	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217

Vybrané body interakčního diagramu:

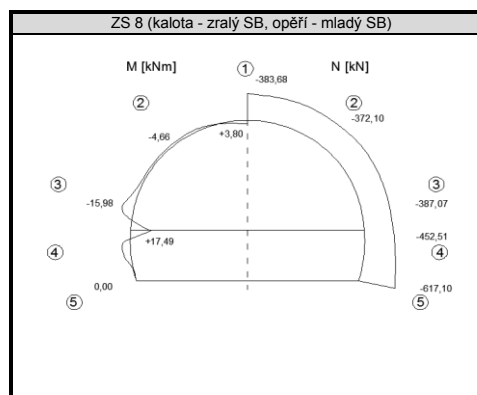
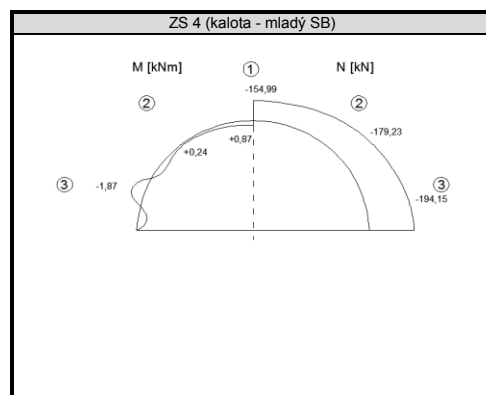
bod interakčního diagramu	únosnost		poznámka
	N_{Rd} kN	M_{Rd} kNm	
5	-2075,44	3,55	maximální tlak
35	-1082,53	41,35	maximální ohybový moment
0	82,00	-3,85	maximální tah



Vypočtené hodnoty vnitřních sil v posuzovaných bodech ostění:

bod na ostění	fáze výstavby (zat. stav)	Návrhové	
		N_{ED} kN	M_{ED} kNm
1	ZS 8	-383,68	3,80
2	ZS 8	-372,10	-4,66
3	ZS 8	-387,09	-15,98
4	ZS 8	-452,51	17,49
5	ZS 8	-617,10	0,00
6	-	-	-
7	-	-	-

Schémata posuzovaných bodů ostění s vypočtenými hodnotami vnitřních sil:



Posuzovaná konstrukce:

Průřez	b	h
	mm	mm
	1000	200

Materiálové charakteristiky betonu:

Beton	stáří T	f_{ck}	α_{cc}	γ	f_{cd}	ϵ_{c2}	ϵ_{cu}
	dny	MPa	-	-	MPa	-	-
C 20/25	3	10,60	1,00	1,5	7,067	0,0020	0,0035

Materiálové charakteristiky rozptýlené výztuže:

Rozptýlená výztuž	f_{td}
	MPa
NE	0,000

Materiálové charakteristiky prutové výztuže:

Prutová výztuž	průměr	počet prutů	plocha A_s	krytí výztuže	d_l	E_s	f_y	γ	f_{yd}	ϵ_{yd}
ANO	mm	ks	mm ²	mm	mm	GPa	MPa	-	MPa	-
horní	6	6,67	189	22	25	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217
dolní	6	0	0	22	25	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217

Vybrané body interakčního diagramu:

bod interakčního diagramu	únosnost		poznámka
	N_{Rd} kN	M_{Rd} kNm	
5	-1488,77	5,66	maximální tlak
33	-783,01	41,48	maximální ohybový moment
0	82,00	-6,15	maximální tah

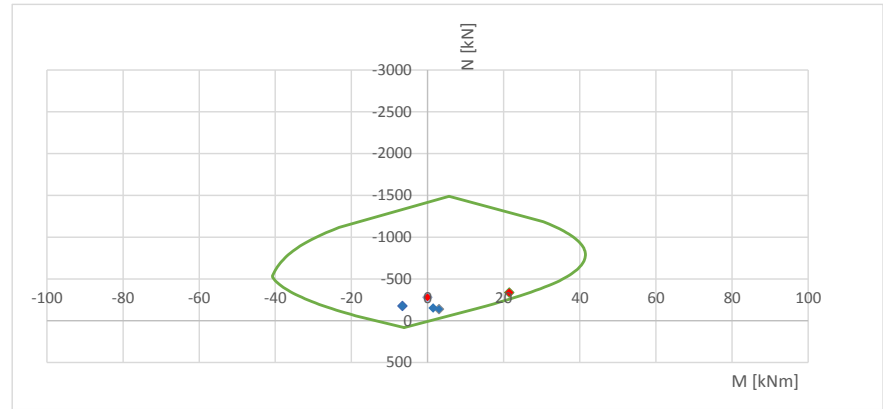
Schéma průřezu:



Posouzení na interakci ohybového momentu a normálové síly:

Návrh konstrukce: C 20/25; tl. 200 mm; horní Ø6 mm po 150 mm (kr. 22 mm)

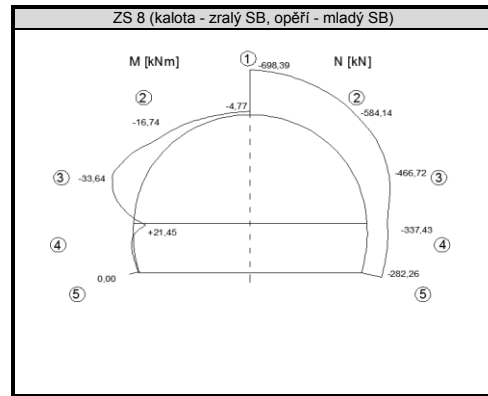
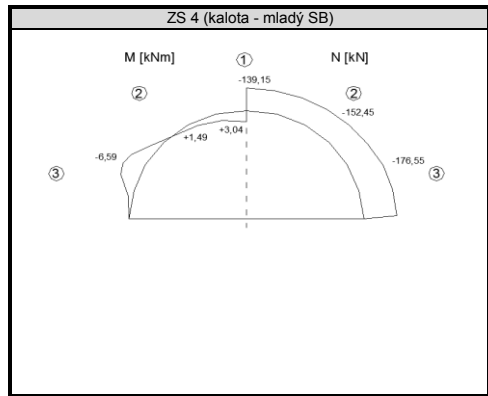
Navržená konstrukce: **VYHOVUJE** z hlediska únosnosti na interakci ohybu a tlaku.



Vypočtené hodnoty vnitřních sil v posuzovaných bodech ostění:

Účinky zatížení pro průkaz únosnosti			
bod na ostění	fáze výstavby (zat. stav)	Návrhové	
		N_{ED} kN	M_{ED} kNm
1	ZS 4	-139,15	3,04
2	ZS 4	-152,45	1,49
3	ZS 4	-176,55	-6,59
4	ZS 8	-337,43	21,45
5	ZS 8	-282,26	0,00
6	-	-	-
7	-	-	-

Schémata posuzovaných bodů ostění s vypočtenými hodnotami vnitřních sil:



Posuzovaná konstrukce:

Průřez	b	h
	mm	mm
	1000	200

Schéma průřezu:



Posouzení na interakci ohybového momentu a normálové síly:

Návrh konstrukce: C 20/25; tl. 150 mm; horní Ø6 mm po 150 mm (kr. 22 mm)

Navržená konstrukce: **VYHOVUJE** z hlediska únosnosti na interakci ohybu a tlaku.

Materiálové charakteristiky betonu:

Beton	stáří T	f_{ck}	α_{cc}	γ	f_{cd}	ϵ_{c2}	ϵ_{cu}
	dny	MPa	-	-	MPa	-	-
C 20/25	28	20,00	1,00	1,5	13,333	0,0020	0,0035

Materiálové charakteristiky rozptýlené výztuže:

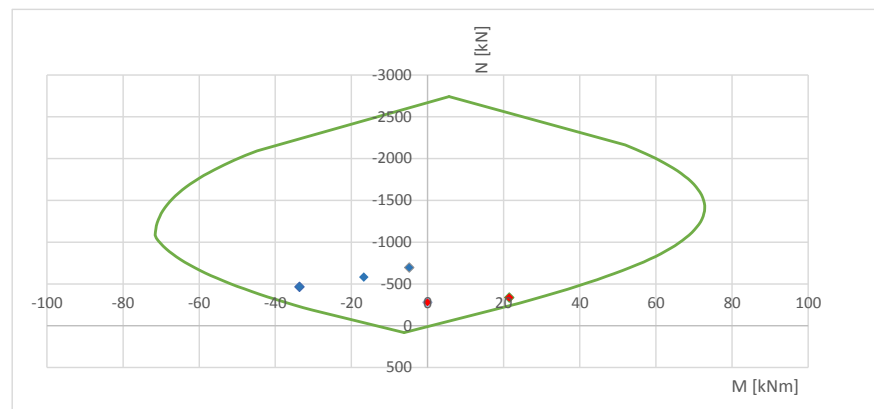
Rozptýlená výztuž	f_{td}
	MPa
NE	0,000

Materiálové charakteristiky prutové výztuže:

Prutová výztuž	průměr	počet prutů	plocha A_s	krytí výztuže	d_l	E_s	f_y	γ	f_{yd}	ϵ_{yd}
ANO	mm	ks	mm ²	mm	mm	GPa	MPa	-	MPa	-
horní	6	6,67	189	22	25	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217
dolní	6	0	0	22	25	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217

Vybrané body interakčního diagramu:

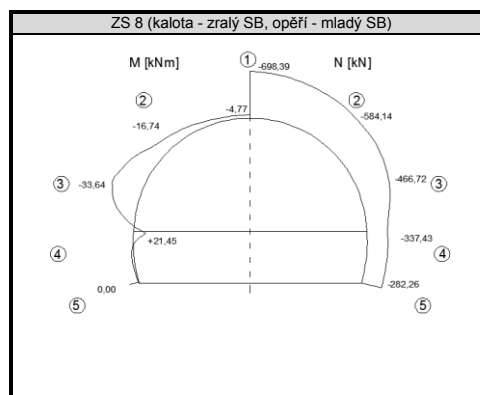
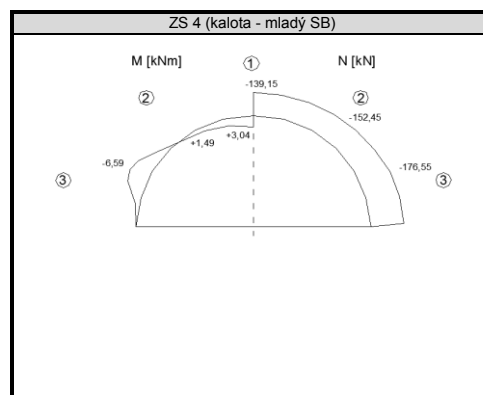
bod interakčního diagramu	únosnost		poznámka
	N_{Rd} kN	M_{Rd} kNm	
5	-2742,10	5,66	maximální tlak
33	-1404,66	72,81	maximální ohybový moment
0	82,00	-6,15	maximální tah



Vypočtené hodnoty vnitřních sil v posuzovaných bodech ostění:

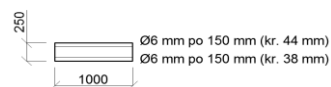
bod na ostění	fáze výstavby (zat. stav)	Účinky zatížení pro průkaz únosnosti	
		Návrhové	
		N_{ED} kN	M_{ED} kNm
1	ZS 8	-698,39	-4,77
2	ZS 8	-584,14	-16,74
3	ZS 8	-466,72	-33,64
4	ZS 8	-337,43	21,45
5	ZS 8	-282,26	0,00
6	-	-	-
7	-	-	-

Schémata posuzovaných bodů ostění s vypočtenými hodnotami vnitřních sil:



Posuzovaná konstrukce:

Průřez	b	h
	mm	mm
	1000	250

Schéma průřezu:**Posouzení na interakci ohybového momentu a normálové síly:**

Návrh konstrukce: C 20/25; tl. 250 mm; horní Ø6 mm po 150 mm (kr. 44 mm); dolní Ø6 mm po 150 mm (kr. 38 mm)
 Navržená konstrukce: **VYHOVUJE** z hlediska únosnosti na interakci ohybu a tlaku.

Materiálové charakteristiky betonu:

Beton	stáří T	f_{ck}	α_{cc}	γ	f_{cd}	ϵ_{c2}	ϵ_{cu}
	dny	MPa	-	-	MPa	-	-
C 20/25	3	10,60	1,00	1,5	7,067	0,0020	0,0035

Materiálové charakteristiky rozptýlené výztuže:

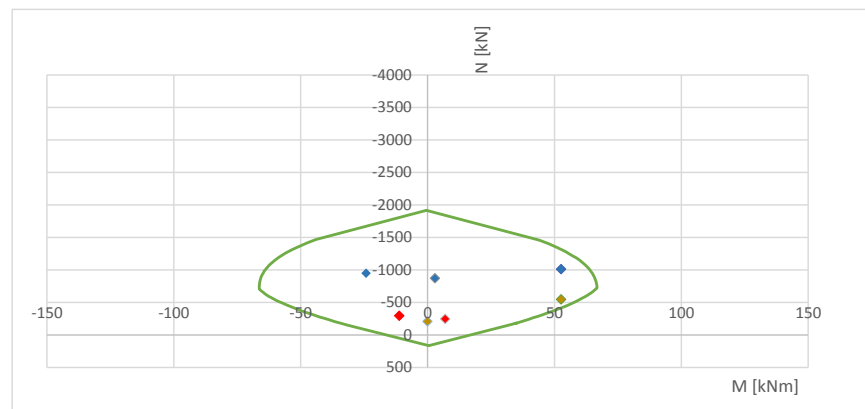
Rozptýlená výztuž	f_{td}
	MPa
NE	0,000

Materiálové charakteristiky prutové výztuže:

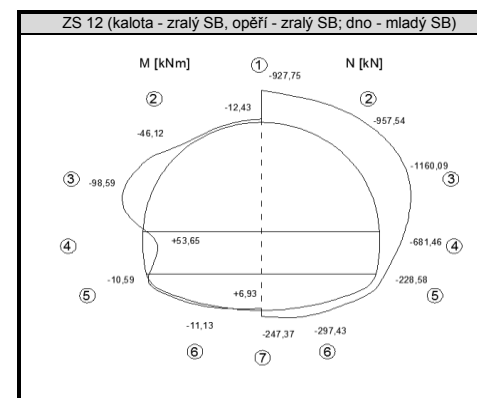
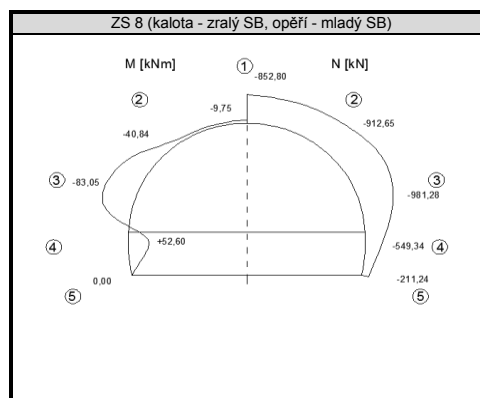
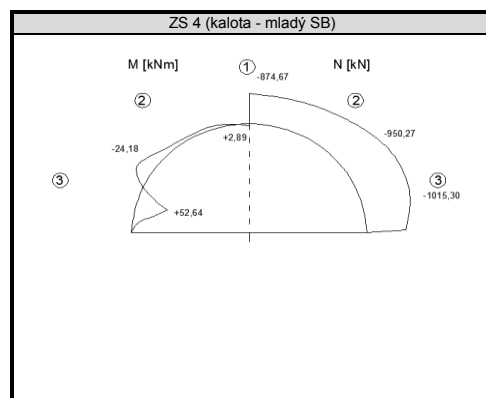
Prutová výztuž	průměr	počet prutů	plocha A_s	krytí výztuže	d_l	E_s	f_y	γ	f_{yd}	ϵ_{yd}
ANO	mm	ks	mm ²	mm	mm	GPa	MPa	-	MPa	-
horní	6	6,667	189	44	47	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217
dolní	6	6,667	189	38	41	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217

Vybrané body interakčního diagramu:

bod interakčního diagramu	únosnost		poznámka
	N_{Rd} kN	M_{Rd} kNm	
5	-1917,47	-0,45	maximální tlak
28	-749,20	66,74	maximální ohybový moment
0	163,92	0,49	maximální tah

**Vypočtené hodnoty vnitřních sil v posuzovaných bodech ostění:**

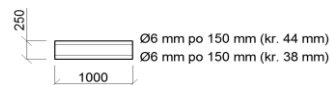
bod na ostění	fáze výstavby (zat. stav)	Účinky zatížení pro průkaz únosnosti	
		Návrhové	
		N_{Ed} kN	M_{Ed} kNm
1	ZS 4	-874,67	2,89
2	ZS 4	-950,27	-24,18
3	ZS 4	-1015,30	52,64
4	ZS 8	-549,34	52,60
5	ZS 8	-211,24	0,00
6	ZS 12	-297,43	-11,13
7	ZS 12	-247,37	6,93

Schémata posuzovaných bodů ostění s vypočtenými hodnotami vnitřních sil:

Posuzovaná konstrukce:

Průřez	b	h
	mm	mm
	1000	250

Schéma průřezu:



Posouzení na interakci ohybového momentu a normálové síly:

Návrh konstrukce: C 20/25; tl. 250 mm; horní Ø6 mm po 150 mm (kr. 44 mm); dolní Ø6 mm po 150 mm (kr. 38 mm)
 Navržená konstrukce: **VYHOVUJE** z hlediska únosnosti na interakci ohybu a tlaku.

Materiálové charakteristiky betonu:

Beton	stáří T	f_{ck}	α_{cc}	γ	f_{cd}	ϵ_{c2}	ϵ_{cu}
	dny	MPa	-	-	MPa	-	-
C 20/25	28	20,00	1,00	1,5	13,333	0,0020	0,0035

Materiálové charakteristiky rozptýlené výztuže:

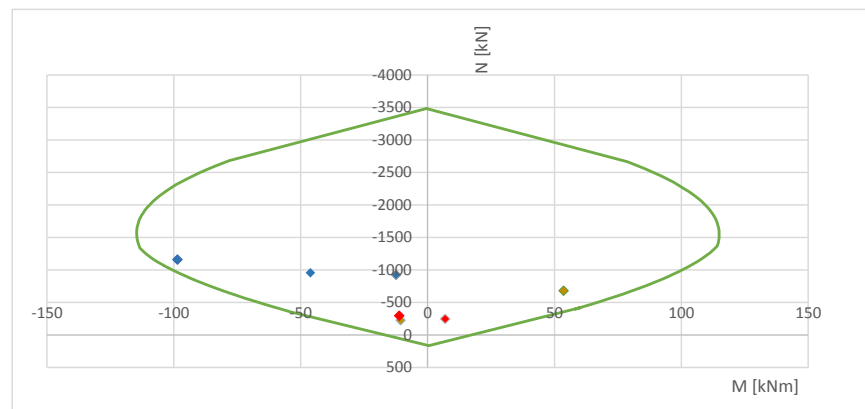
Rozptýlená výztuž	f_{td}
	MPa
NE	0,000

Materiálové charakteristiky prutové výztuže:

Prutová výztuž	průměr	počet prutů	plocha A_s	krytí výztuže	d_l	E_s	f_y	γ	f_{yd}	ϵ_{yd}
ANO	mm	ks	mm ²	mm	mm	GPa	MPa	-	MPa	-
horní	6	6,667	189	44	47	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217
dolní	6	6,667	189	38	41	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217

Vybrané body interakčního diagramu:

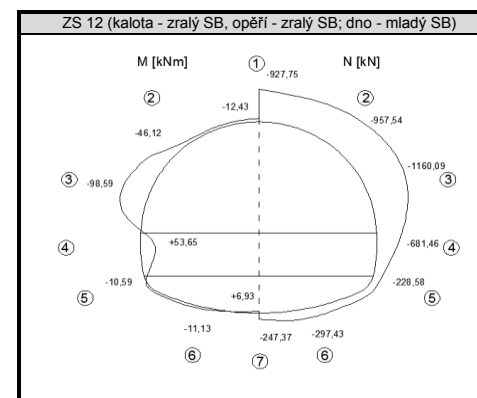
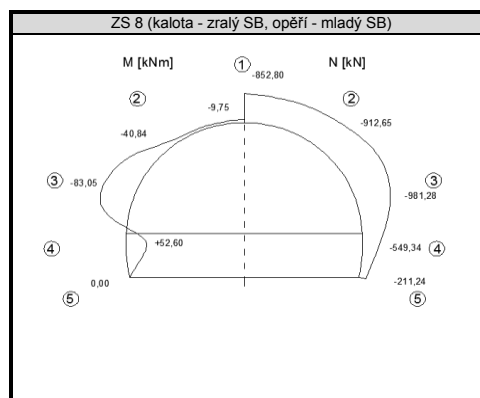
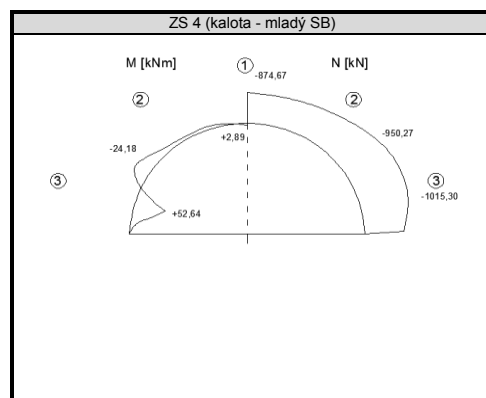
bod interakčního diagramu	únosnost		poznámka
	N_{Rd} kN	M_{Rd} kNm	
5	-3484,14	-0,45	maximální tlak
31	-1527,62	114,92	maximální ohybový moment
0	163,92	0,49	maximální tah



Vypočtené hodnoty vnitřních sil v posuzovaných bodech ostění:

Účinky zatížení pro průkaz únosnosti			
bod na ostění	fáze výstavby (zat. stav)	Návrhové	
		N_{Ed} kN	M_{Ed} kNm
1	ZS 12	-927,75	-12,43
2	ZS 12	-957,54	-46,12
3	ZS 12	-1160,09	-98,59
4	ZS 12	-681,46	53,65
5	ZS 12	-228,58	-10,59
6	ZS 12	-297,43	-11,13
7	ZS 12	-247,37	6,93

Schémata posuzovaných bodů ostění s vypočtenými hodnotami vnitřních sil:



Přílohová část 6

Posouzení únosnosti primárního ostění bez zohlednění vlivu vláken

Seznam příloh:

Příloha č. 6. 1	Posouzení TT 4.2 (bez vlivu vláken, 3 dny)
Příloha č. 6. 2	Posouzení TT 4.2 (bez vlivu vláken, 28 dní)
Příloha č. 6. 3	Posouzení TT 5.1 (bez vlivu vláken, 3 dny)
Příloha č. 6. 4	Posouzení TT 5.1 (bez vlivu vláken, 28 dní)
Příloha č. 6. 5	Posouzení TT 6.2 (bez vlivu vláken, 3 dny)
Příloha č. 6. 6	Posouzení TT 6.2 (bez vlivu vláken, 28 dní)

Posuzovaná konstrukce:

Průřez	b	h
	mm	mm
	1000	150

Schéma průřezu:



Materiálové charakteristiky betonu:

Beton	stáří T	f_{ck}	α_{cc}	γ	f_{cd}	ϵ_{c2}	ϵ_{cu}
	dny	MPa	-	-	MPa	-	-
C 20/25	3	10,60	1,00	1,5	7,067	0,0020	0,0035

Materiálové charakteristiky rozptýlené výztuže:

Rozptýlená výztuž	f_{td}
	MPa
NE	0,000

Materiálové charakteristiky prutové výztuže:

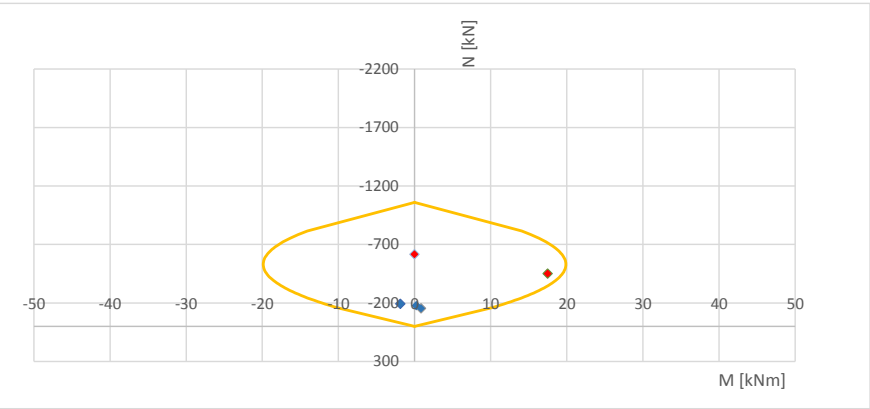
Prutová výztuž	průměr	počet prutů	plocha A_s	krytí výztuže	d_l	E_s	f_y	γ	f_{yd}	ϵ_{yd}
NE	mm	ks	mm ²	mm	mm	GPa	MPa	-	MPa	-
horní	6	0	0	25	28	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217
dolní	6	0	0	25	28	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217

Vybrané body interakčního diagramu:

bod interakčního diagramu	únosnost		poznámka
	N_{Rd} kN	M_{Rd} kNm	
5	-1060,00	0,00	maximální tlak
35	-530,28	19,87	maximální ohybový moment
5	0,00	0,00	maximální tah

Posouzení na interakci ohybového momentu a normálové síly:

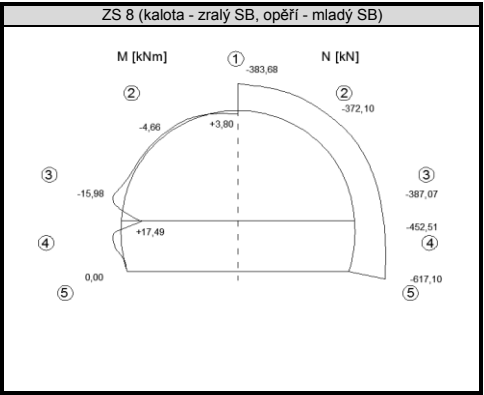
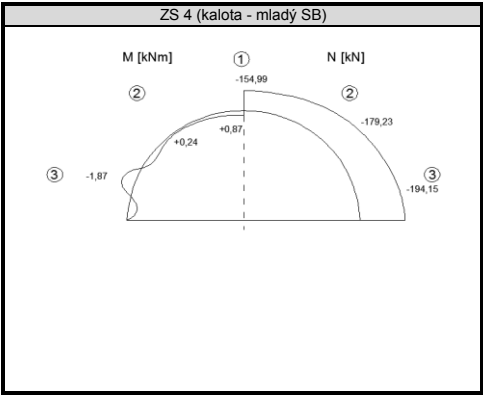
Návrh konstrukce: C 20/25; tl. 150 mm
Navržená konstrukce: **VYHOVUJE** z hlediska únosnosti na interakci ohybu a tlaku



Vypočtené hodnoty vnitřních sil v posuzovaných bodech ostění:

bod na ostění	fáze výstavby (zat. stav)	Návrhové	
		N_{ED} kN	M_{ED} kNm
1	ZS 4	-154,99	0,87
2	ZS 4	-179,23	0,24
3	ZS 4	-194,15	-1,87
4	ZS 8	-452,51	17,49
5	ZS 8	-617,10	0,00
6	-	-	-
7	-	-	-

Schémata posuzovaných bodů ostění s vypočtenými hodnotami vnitřních sil:



Posuzovaná konstrukce:

Průřez	b	h
	mm	mm
	1000	150

Schéma průřezu:**Materiálové charakteristiky betonu:**

Beton	stáří T	f_{ck}	α_{cc}	γ	f_{cd}	ϵ_{c2}	ϵ_{cu}
	dny	MPa	-	-	MPa	-	-
C 20/25	28	20,00	1,00	1,5	13,333	0,0020	0,0035

Materiálové charakteristiky rozptýlené výztuže:

Rozptýlená výztuž	f_{td}
	MPa
NE	0,000

Materiálové charakteristiky prutové výztuže:

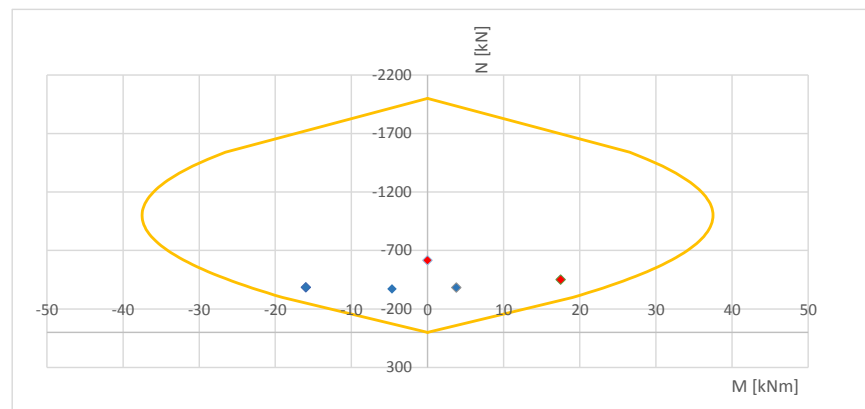
Prutová výztuž	průměr	počet prutů	plocha A_s	krytí výztuže	d_l	E_s	f_y	γ	f_{yd}	ϵ_{yd}
NE	mm	ks	mm ²	mm	mm	GPa	MPa	-	MPa	-
horní	6	0	0	25	28	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217
dolní	6	0	0	25	28	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217

Vybrané body interakčního diagramu:

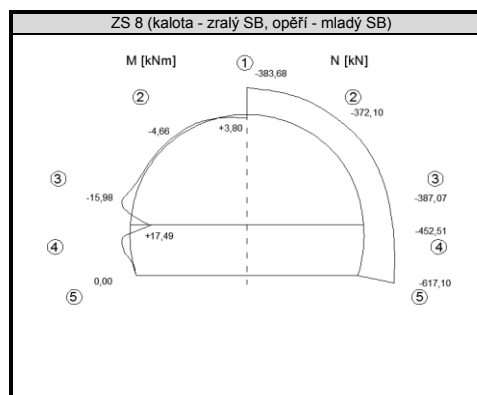
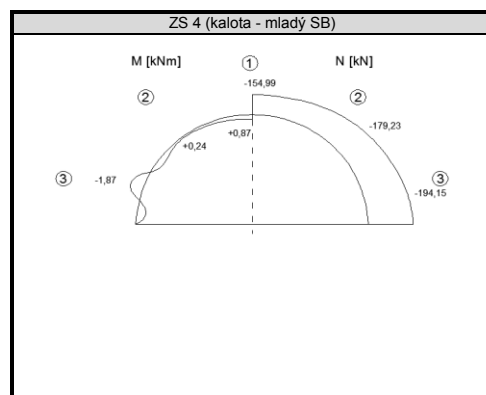
bod interakčního diagramu	únosnost		poznámka
	N_{Rd} kN	M_{Rd} kNm	
5	-2000,00	0,00	maximální tlak
35	-1000,53	37,50	maximální ohybový moment
5	0,00	0,00	maximální tah

Posouzení na interakci ohybového momentu a normálové síly:

Návrh konstrukce: C 20/25, tl. 150 mm

Navržená konstrukce: **VYHOVUJE** z hlediska únosnosti na interakci ohybu a tlaku**Vypočtené hodnoty vnitřních sil v posuzovaných bodech ostění:**

bod na ostění	fáze výstavby (zat. stav)	Návrhové	
		N_{ED} kN	M_{ED} kNm
1	ZS 8	-383,68	3,80
2	ZS 8	-372,10	-4,66
3	ZS 8	-387,09	-15,98
4	ZS 8	-452,51	17,49
5	ZS 8	-617,10	0,00
6	-	-	-
7	-	-	-

Schématá posuzovaných bodů ostění s vypočtenými hodnotami vnitřních sil:

Posuzovaná konstrukce:

Průřez	b	h
	mm	mm
	1000	200

Schéma průřezu:



Materiálové charakteristiky betonu:

Beton	stáří T	f_{ck}	α_{cc}	γ	f_{cd}	ϵ_{c2}	ϵ_{cu}
	dny	MPa	-	-	MPa	-	-
C 20/25	3	10,60	1,00	1,5	7,067	0,0020	0,0035

Materiálové charakteristiky rozptýlené výztuže:

Rozptýlená výztuž	f_{td}
	MPa
NE	0,000

Materiálové charakteristiky prutové výztuže:

Prutová výztuž	průměr	počet prutů	plocha A_s	krytí výztuže	d_l	E_s	f_y	γ	f_{yd}	ϵ_{yd}
NE	mm	ks	mm ²	mm	mm	GPa	MPa	-	MPa	-
horní	6	0	0	22	25	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217
dolní	6	0	0	22	25	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217

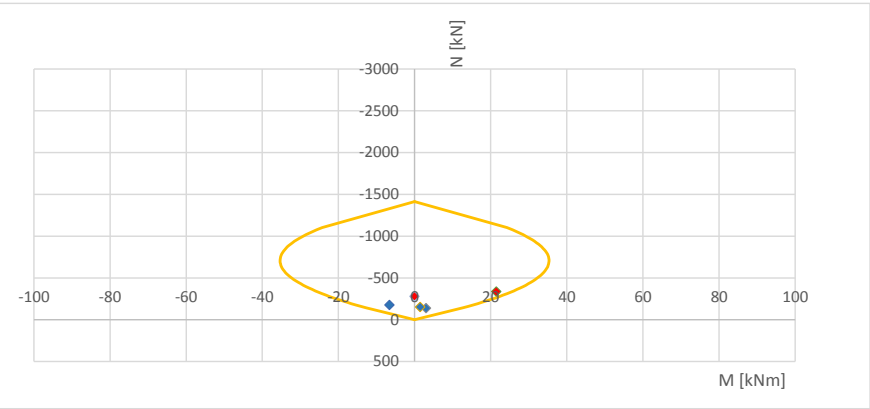
Vybrané body interakčního diagramu:

bod interakčního diagramu	únosnost		poznámka
	N_{Rd} kN	M_{Rd} kNm	
5	-1413,33	0,00	maximální tlak
33	-701,01	35,33	maximální ohybový moment
5	0,00	0,00	maximální tah

Posouzení na interakci ohybového momentu a normálové síly:

Návrh konstrukce: C 20/25; tl. 200 mm

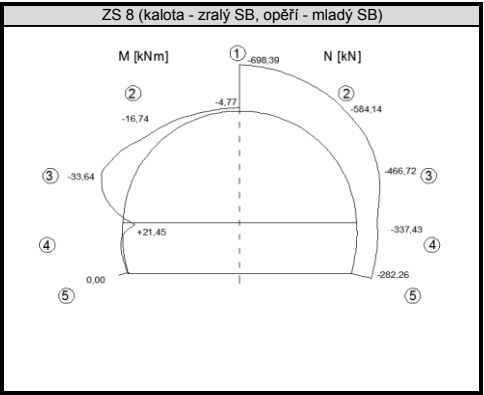
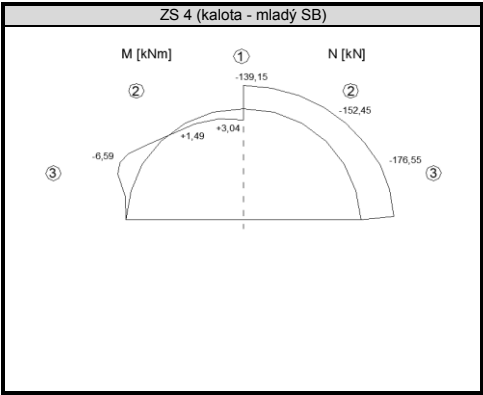
Navržená konstrukce: **VYHOVUJE** z hlediska únosnosti na interakci ohybu a tlaku.



Vypočtené hodnoty vnitřních sil v posuzovaných bodech ostění:

Účinky zatížení pro průkaz únosnosti			
bod na ostění	fáze výstavby (zat. stav)	Návrhové	
		N_{ED} kN	M_{ED} kNm
1	ZS 4	-139,15	3,04
2	ZS 4	-152,45	1,49
3	ZS 4	-176,55	-6,59
4	ZS 8	-337,43	21,45
5	ZS 8	-282,26	0,00
6	-	-	-
7	-	-	-

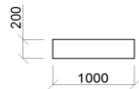
Schémata posuzovaných bodů ostění s vypočtenými hodnotami vnitřních sil:



Posuzovaná konstrukce:

Průřez	b	h
	mm	mm
	1000	200

Schéma průřezu:



Materiálové charakteristiky betonu:

Beton	stáří T	f_{ck}	α_{cc}	γ	f_{cd}	ϵ_{c2}	ϵ_{cu}
	dny	MPa	-	-	MPa	-	-
C 20/25	28	20,00	1,00	1,5	13,333	0,0020	0,0035

Materiálové charakteristiky rozptýlené výztuže:

Rozptýlená výztuž	f_{td}
	MPa
NE	0,000

Materiálové charakteristiky prutové výztuže:

Prutová výztuž	průměr	počet prutů	plocha A_s	krytí výztuže	d_l	E_s	f_y	γ	f_{yd}	ϵ_{yd}
NE	mm	ks	mm ²	mm	mm	GPa	MPa	-	MPa	-
horní	6	0	0	22	25	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217
dolní	6	0	0	22	25	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217

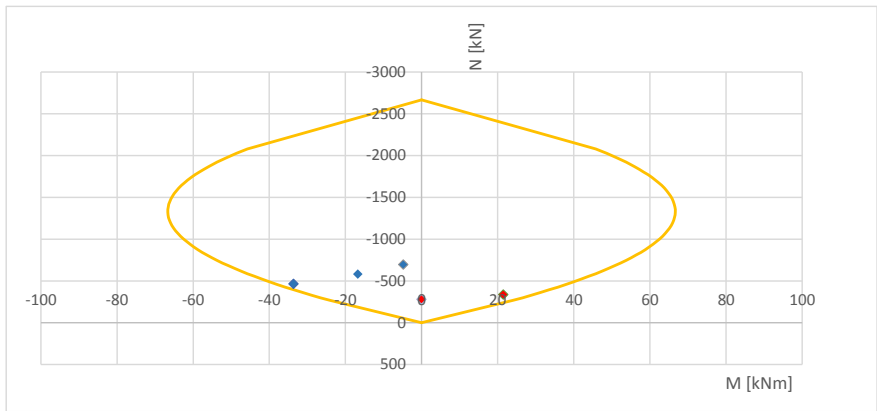
Vybrané body interakčního diagramu:

bod interakčního diagramu	únosnost		poznámka
	N_{Rd} kN	M_{Rd} kNm	
5	-2666,67	0,00	maximální tlak
33	-1322,67	66,66	maximální ohybový moment
5	0,00	0,00	maximální tah

Posouzení na interakci ohybového momentu a normálové síly:

Návrh konstrukce: C 20/25; tl. 200 mm

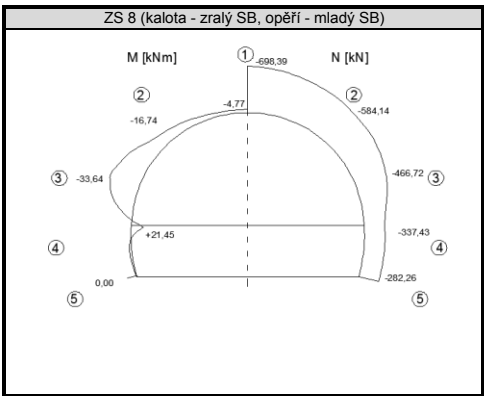
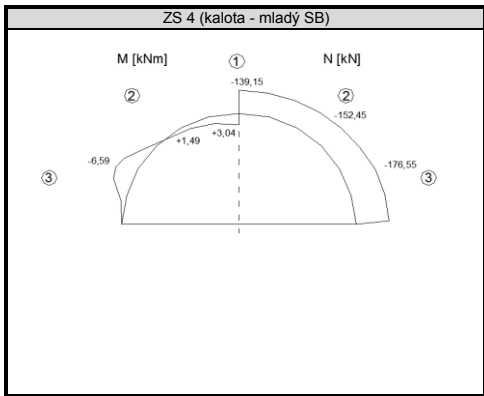
Navržená konstrukce: **VYHOVUJE** z hlediska únosnosti na interakci ohybu a tlaku.



Vypočtené hodnoty vnitřních sil v posuzovaných bodech ostění:

bod na ostění	fáze výstavby (zat. stav)	Návrhové	
		N_{ED} kN	M_{ED} kNm
1	ZS 8	-698,39	-4,77
2	ZS 8	-584,14	-16,74
3	ZS 8	-466,72	-33,64
4	ZS 8	-337,43	21,45
5	ZS 8	-282,26	0,00
6	-	-	-
7	-	-	-

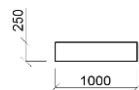
Schémata posuzovaných bodů ostění s vypočtenými hodnotami vnitřních sil:



Posuzovaná konstrukce:

Průřez	b	h
	mm	mm
	1000	250

Schéma průřezu:



Materiálové charakteristiky betonu:

Beton	stáří T	f_{ck}	α_{cc}	γ	f_{cd}	ϵ_{c2}	ϵ_{cu}
	dny	MPa	-	-	MPa	-	-
C 20/25	3	10,60	1,00	1,5	7,067	0,0020	0,0035

Materiálové charakteristiky rozptýlené výztuže:

Rozptýlená výztuž	f_{td}
	MPa
NE	0,000

Materiálové charakteristiky prutové výztuže:

Prutová výztuž	průměr	počet prutů	plocha A_s	krytí výztuže	d_i	E_s	f_y	γ	f_{yd}	ϵ_{yd}
NE	mm	ks	mm ²	mm	mm	GPa	MPa	-	MPa	-
horní	6	0	0	22	25	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217
dolní	6	0	0	22	25	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217

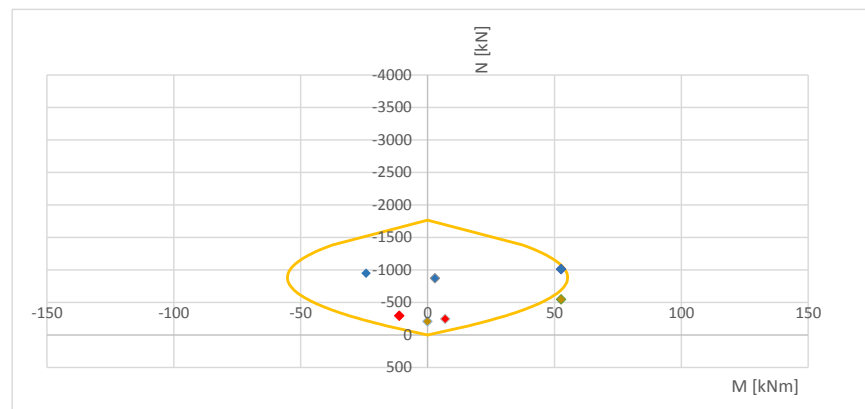
Vybrané body interakčního diagramu:

bod interakčního diagramu	únosnost		poznámka
	N_{Rd} kN	M_{Rd} kNm	
5	-1766,67	0,00	maximální tlak
33	-887,57	55,21	maximální ohybový moment
5	0,00	0,00	maximální tah

Posouzení na interakci ohybového momentu a normálové síly:

Návrh konstrukce: C 20/25; tl. 250 mm

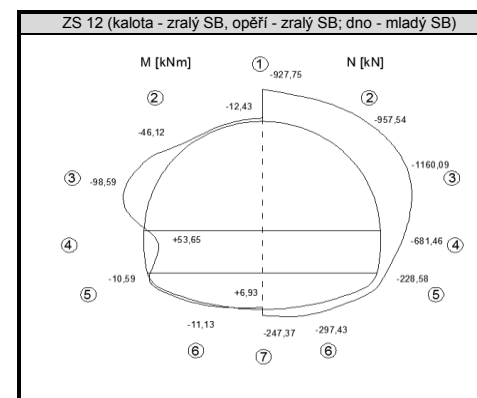
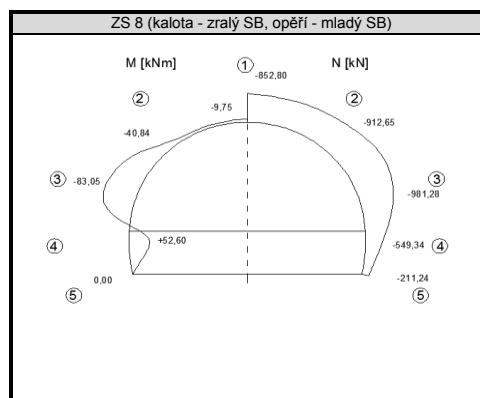
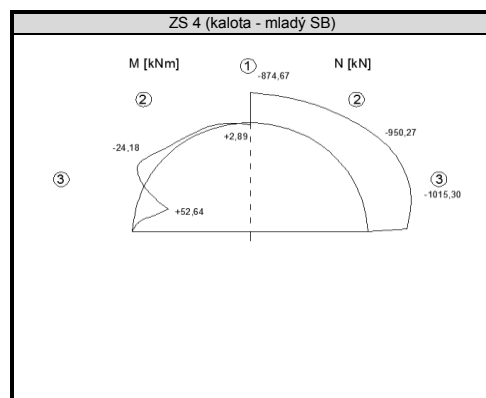
Navržená konstrukce: NEVYHOVUJE z hlediska únosnosti na interakci ohybu a tlaku.



Vypočtené hodnoty vnitřních sil v posuzovaných bodech ostění:

Účinky zatížení pro průkaz únosnosti			
bod na ostění	fáze výstavby (zat. stav)	Návrhové	
		N_{Ed} kN	M_{Ed} kNm
1	ZS 4	-874,67	2,89
2	ZS 4	-950,27	-24,18
3	ZS 4	-1015,30	52,64
4	ZS 8	-549,34	52,60
5	ZS 8	-211,24	0,00
6	ZS 12	-297,43	-11,13
7	ZS 12	-247,37	6,93

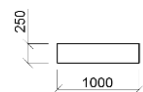
Schémata posuzovaných bodů ostění s vypočtenými hodnotami vnitřních sil:



Posuzovaná konstrukce:

Průřez	b	h
	mm	mm
	1000	250

Schéma průřezu:



Materiálové charakteristiky betonu:

Beton	stáří T	f_{ck}	α_{cc}	γ	f_{cd}	ϵ_{c2}	ϵ_{cu}
	dny	MPa	-	-	MPa	-	-
C 20/25	28	20,00	1,00	1,5	13,333	0,0020	0,0035

Materiálové charakteristiky rozptýlené výztuže:

Rozptýlená výztuž	f_{td}
	MPa
NE	0,000

Materiálové charakteristiky prutové výztuže:

Prutová výztuž	průměr	počet prutů	plocha A_s	krytí výztuže	d_i	E_s	f_y	γ	f_{yd}	ϵ_{yd}
NE	mm	ks	mm ²	mm	mm	GPa	MPa	-	MPa	-
horní	6	0	0	22	25	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217
dolní	6	0	0	22	25	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217

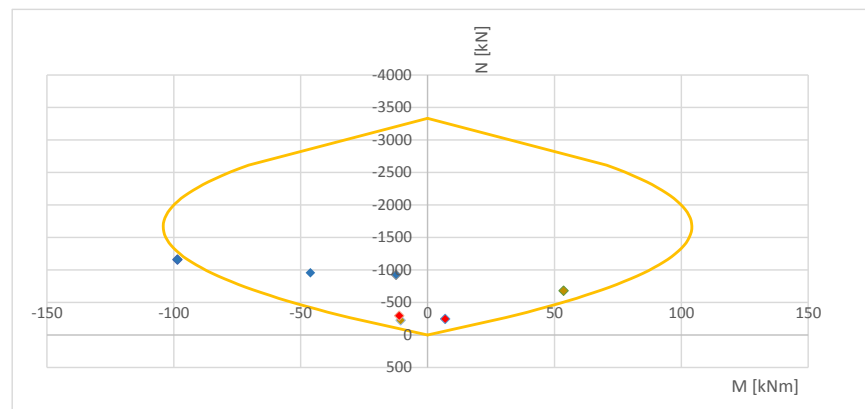
Vybrané body interakčního diagramu:

bod interakčního diagramu	únosnost		poznámka
	N_{Rd} kN	M_{Rd} kNm	
5	-3333,33	0,00	maximální tlak
33	-1674,67	104,16	maximální ohybový moment
5	0,00	0,00	maximální tah

Posouzení na interakci ohybového momentu a normálové síly:

Návrh konstrukce: C 20/25; tl. 250 mm

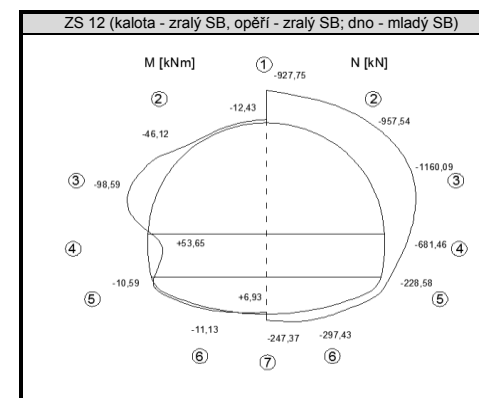
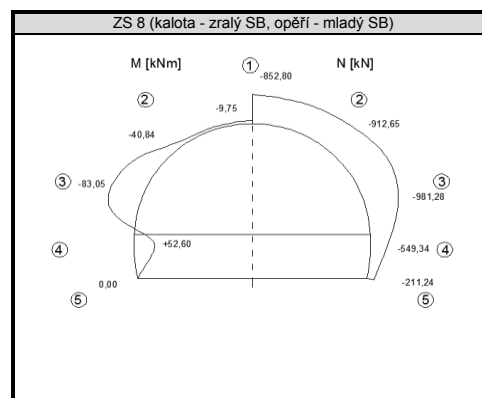
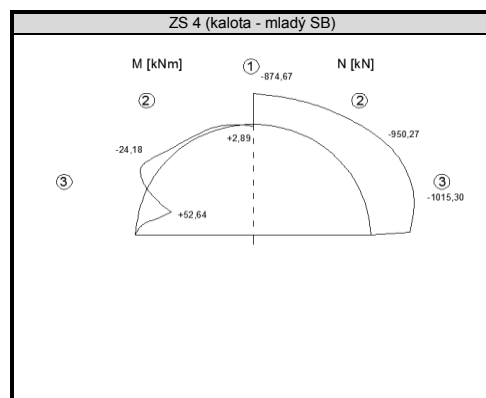
Navržená konstrukce: NEVYHOVUJE z hlediska únosnosti na interakci ohybu a tlaku.



Vypočtené hodnoty vnitřních sil v posuzovaných bodech ostění:

bod na ostění	fáze výstavby (zat. stav)	Návrhové	
		N_{ED}	M_{ED}
		kN	kNm
1	ZS 12	-927,75	-12,43
2	ZS 12	-957,54	-46,12
3	ZS 12	-1160,09	-98,59
4	ZS 12	-681,46	53,65
5	ZS 12	-228,58	-10,59
6	ZS 12	-297,43	-11,13
7	ZS 12	-247,37	6,93

Schémata posuzovaných bodů ostění s vypočtenými hodnotami vnitřních sil:



Přílohová část 7

Posouzení únosnosti primárního ostění se zohledněním vlivu vláken

Seznam příloh:

Doplňující postupy podle mezinárodního předpisu Model Code 2010

Příloha č. 7. 1	Posouzení TT 4.2 (MC 2010, 3 dny)
Příloha č. 7. 2	Posouzení TT 4.2 (MC 2010, 28 dní)
Příloha č. 7. 3	Posouzení TT 5.1 (MC 2010, 3 dny)
Příloha č. 7. 4	Posouzení TT 5.1 (MC 2010, 28 dní)
Příloha č. 7. 5	Posouzení TT 6.2 (MC 2010, 3 dny)
Příloha č. 7. 6	Posouzení TT 6.2 (MC 2010, 28 dní)

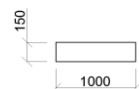
Doplňující postupy podle rakouské směrnice pro vláknobeton (Richtlinie Faserbeton)

Příloha č. 7. 7	Posouzení TT 4.2 (RL, 3 dny)
Příloha č. 7. 8	Posouzení TT 4.2 (RL, 28 dní)
Příloha č. 7. 9	Posouzení TT 5.1 (RL, 3 dny)
Příloha č. 7. 10	Posouzení TT 5.1 (RL, 28 dní)
Příloha č. 7. 11	Posouzení TT 6.2 (RL, 3 dny)
Příloha č. 7. 12	Posouzení TT 6.2 (RL, 28 dní)

Posuzovaná konstrukce:

Průřez	b	h
	mm	mm
	1000	150

Schéma průřezu:



Materiálové charakteristiky betonu:

Beton	stáří T	f_{ck}	α_{cc}	γ	f_{cd}	ϵ_{c2}	ϵ_{cu}
	dny	MPa	-	-	MPa	-	-
C 20/25	3	10,60	1,00	1,5	7,067	0,0020	0,0035

Materiálové charakteristiky rozptýlené výztuže:

Rozptýlená výztuž	f_{td}
	MPa
ANO	0,680

Materiálové charakteristiky prutové výztuže:

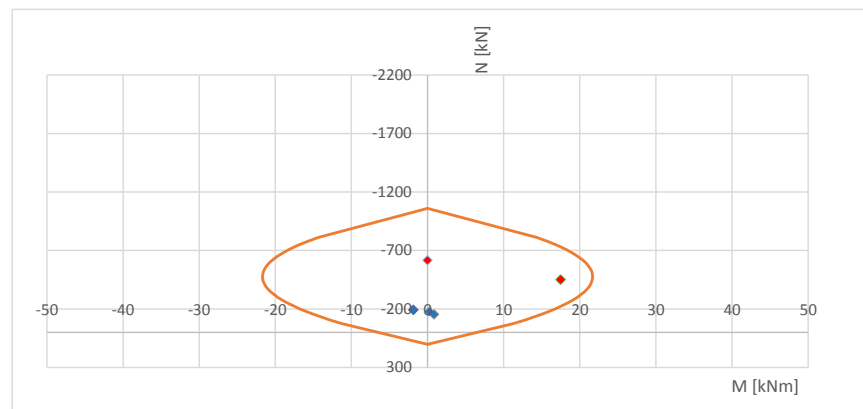
Prutová výztuž	průměr	počet prutů	plocha A_s	krytí výztuže	d_i	E_s	f_y	γ	f_{yd}	ϵ_{yd}
NE	mm	ks	mm ²	mm	mm	GPa	MPa	-	MPa	-
horní	6	0	0	25	28	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217
dolní	6	0	0	25	28	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217

Vybrané body interakčního diagramu:

bod interakčního diagramu	únosnost		poznámka
	N_{Rd} kN	M_{Rd} kNm	
5	-1060,00	0,00	maximální tlak
34	-480,16	21,68	maximální ohybový moment
5	102,00	0,00	maximální tah

Posouzení na interakci ohybového momentu a normálové síly:

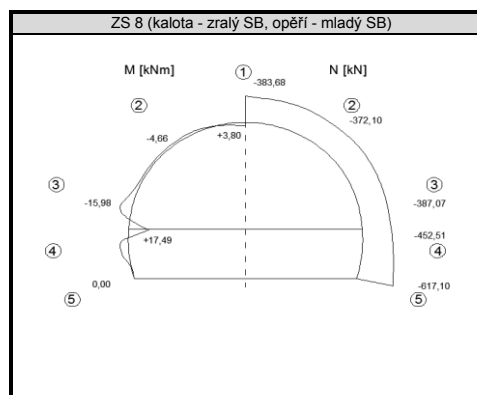
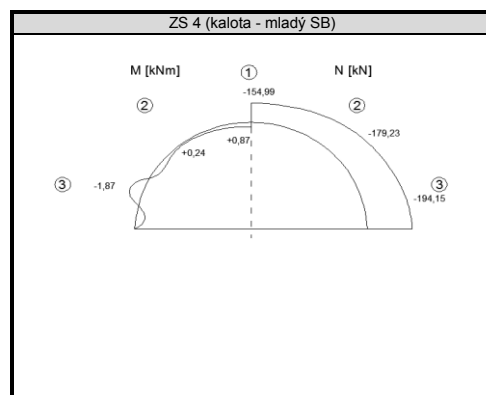
Návrh konstrukce: C 20/25 D1S2,0 D3S1,5; tl. 150 mm

Navržená konstrukce: **VYHOVUJE** z hlediska únosnosti na interakci ohybu a tlaku

Vypočtené hodnoty vnitřních sil v posuzovaných bodech ostění:

Účinky zatížení pro průkaz únosnosti			
bod na ostění	fáze výstavby (zat. stav)	Návrhové	
		N_{ED} kN	M_{ED} kNm
1	ZS 4	-154,99	0,87
2	ZS 4	-179,23	0,24
3	ZS 4	-194,15	-1,87
4	ZS 8	-452,51	17,49
5	ZS 8	-617,10	0,00
6	-	-	-
7	-	-	-

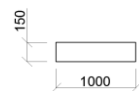
Schémata posuzovaných bodů ostění s vypočtenými hodnotami vnitřních sil:



Posuzovaná konstrukce:

Průřez	b	h
	mm	mm
	1000	150

Schéma průřezu:



Materiálové charakteristiky betonu:

Beton	stáří T	f_{ck}	α_{cc}	γ	f_{cd}	ϵ_{c2}	ϵ_{cu}
	dny	MPa	-	-	MPa	-	-
C 20/25	28	20,00	1,00	1,5	13,333	0,0020	0,0035

Materiálové charakteristiky rozptýlené výztuže:

Rozptýlená výztuž	f_{td}
	MPa
ANO	0,680

Materiálové charakteristiky prutové výztuže:

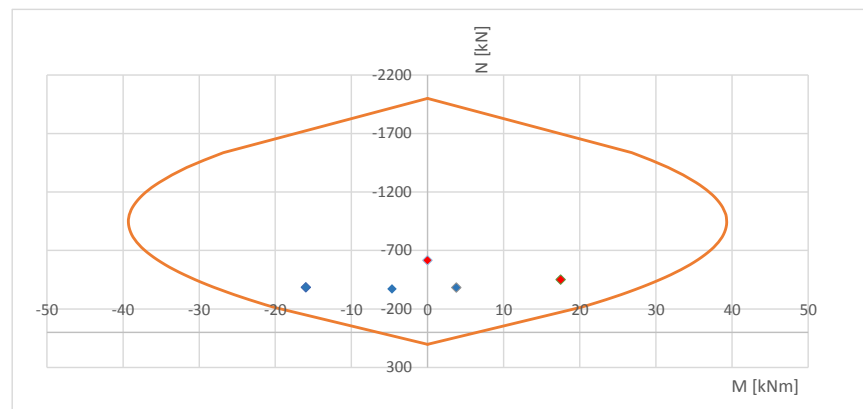
Prutová výztuž	průměr	počet prutů	plocha A_s	krytí výztuže	d_l	E_s	f_y	γ	f_{yd}	ϵ_{yd}
NE	mm	ks	mm ²	mm	mm	GPa	MPa	-	MPa	-
horní	6	0	0	25	28	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217
dolní	6	0	0	25	28	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217

Vybrané body interakčního diagramu:

bod interakčního diagramu	únosnost		poznámka
	N_{Rd} kN	M_{Rd} kNm	
5	-2000,00	0,00	maximální tlak
34	-940,99	39,30	maximální ohybový moment
5	102,00	0,00	maximální tah

Posouzení na interakci ohybového momentu a normálové síly:

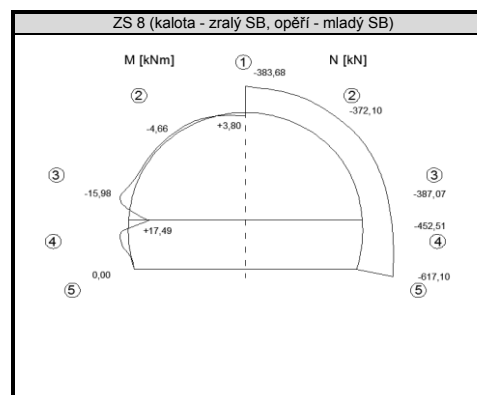
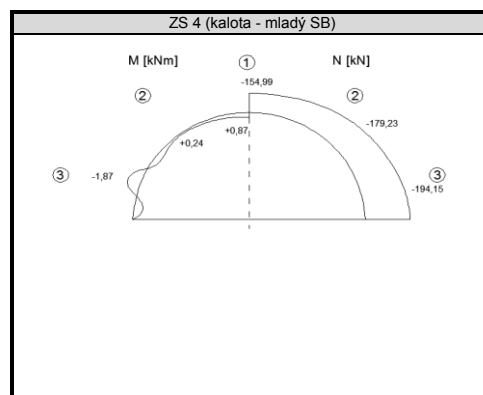
Návrh konstrukce: C 20/25 D1S2,0 D3S1,5; tl. 150 mm

Navržená konstrukce: **VYHOVUJE** z hlediska únosnosti na interakci ohybu a tlaku

Vypočtené hodnoty vnitřních sil v posuzovaných bodech ostění:

bod na ostění	fáze výstavby (zat. stav)	Návrhové	
		N_{Ed} kN	M_{Ed} kNm
1	ZS 8	-383,68	3,80
2	ZS 8	-372,10	-4,66
3	ZS 8	-387,09	-15,98
4	ZS 8	-452,51	17,49
5	ZS 8	-617,10	0,00
6	-	-	-
7	-	-	-

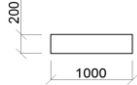
Schémata posuzovaných bodů ostění s vypočtenými hodnotami vnitřních sil:



Posuzovaná konstrukce:

Průřez	b	h
	mm	mm
	1000	200

Schéma průřezu:



Materiálové charakteristiky betonu:

Beton	stáří T	f_{ck}	α_{cc}	γ	f_{cd}	ϵ_{c2}	ϵ_{cu}
	dny	MPa	-	-	MPa	-	-
C 20/25	3	10,60	1,00	1,5	7,067	0,0020	0,0035

Materiálové charakteristiky rozptýlené výztuže:

Rozptýlená výztuž	f_{td}
	MPa
ANO	0,630

Materiálové charakteristiky prutové výztuže:

Prutová výztuž	průměr	počet prutů	plocha A_s	krytí výztuže	d_i	E_s	f_y	γ	f_{yd}	ϵ_{yd}
NE	mm	ks	mm ²	mm	mm	GPa	MPa	-	MPa	-
horní	6	0	0	22	25	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217
dolní	6	0	0	22	25	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217

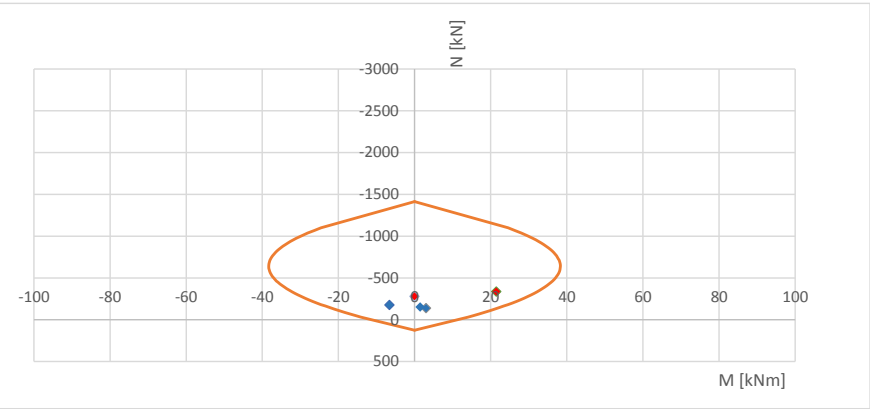
Vybrané body interakčního diagramu:

bod interakčního diagramu	únosnost		poznámka
	N_{Rd} kN	M_{Rd} kNm	
5	-1413,33	0,00	maximální tlak
32	-634,28	38,31	maximální ohybový moment
5	126,00	0,00	maximální tah

Posouzení na interakci ohybového momentu a normálové síly:

Návrh konstrukce: C 20/25 D1S2,0 D3S1,5; tl. 200 mm

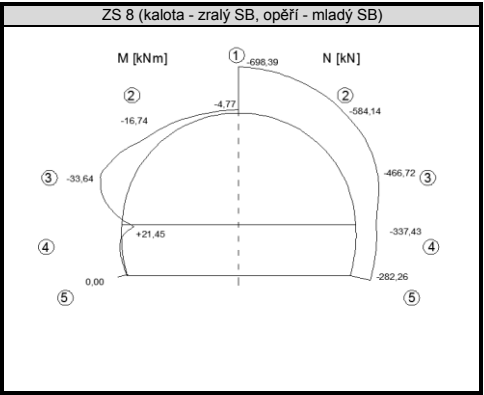
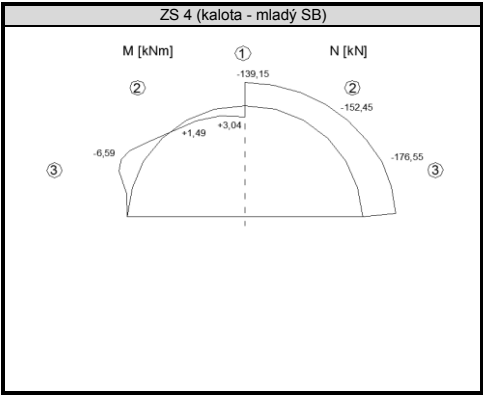
Navržená konstrukce: **VYHOVUJE** z hlediska únosnosti na interakci ohybu a tlaku.



Vypočtené hodnoty vnitřních sil v posuzovaných bodech ostění:

Účinky zatížení pro průkaz únosnosti			
bod na ostění	fáze výstavby (zat. stav)	Návrhové	
		N_{ED} kN	M_{ED} kNm
1	ZS 4	-139,15	3,04
2	ZS 4	-152,45	1,49
3	ZS 4	-176,55	-6,59
4	ZS 8	-337,43	21,45
5	ZS 8	-282,26	0,00
6	-	-	-
7	-	-	-

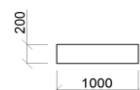
Schémata posuzovaných bodů ostění s vypočtenými hodnotami vnitřních sil:



Posuzovaná konstrukce:

Průřez	b	h
	mm	mm
	1000	200

Schéma průřezu:



Materiálové charakteristiky betonu:

Beton	stáří T	f_{ck}	α_{cc}	γ	f_{cd}	ϵ_{c2}	ϵ_{cu}
	dny	MPa	-	-	MPa	-	-
C 20/25	28	20,00	1,00	1,5	13,333	0,0020	0,0035

Materiálové charakteristiky rozptýlené výztuže:

Rozptýlená výztuž	f_{td}
	MPa
ANO	0,630

Materiálové charakteristiky prutové výztuže:

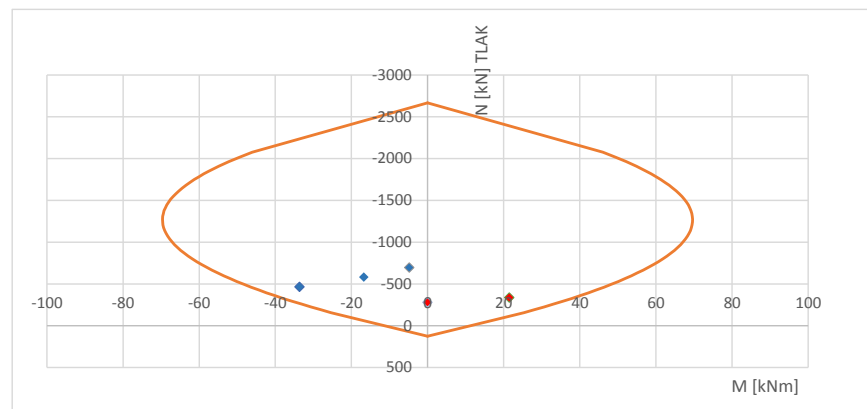
Prutová výztuž	průměr	počet prutů	plocha A_s	krytí výztuže	d_i	E_s	f_y	γ	f_{yd}	ϵ_{yd}
NE	mm	ks	mm ²	mm	mm	GPa	MPa	-	MPa	-
horní	6	0	0	22	25	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217
dolní	6	0	0	22	25	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217

Vybrané body interakčního diagramu:

bod interakčního diagramu	únosnost		poznámka
	N_{Rd} kN	M_{Rd} kNm	
5	-2666,67	0,00	maximální tlak
33	-1274,79	69,63	maximální ohybový moment
5	126,00	0,00	maximální tah

Posouzení na interakci ohybového momentu a normálové síly:

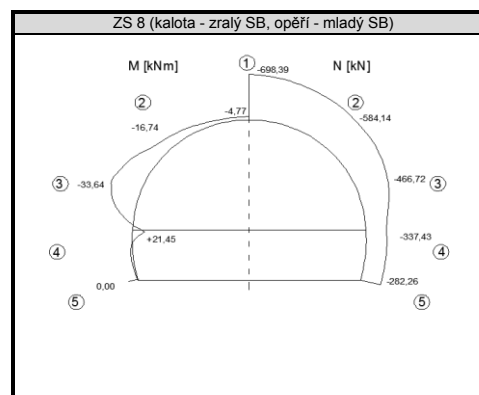
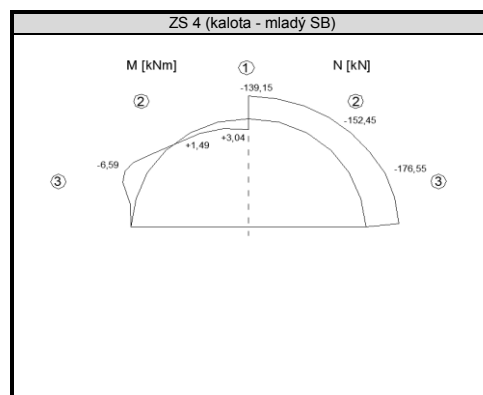
Návrh konstrukce: C 20/25 D1S2,0 D3S1,5; tl. 150 mm

Navržená konstrukce: **VYHOVUJE** z hlediska únosnosti na interakci ohybu a tlaku.

Vypočtené hodnoty vnitřních sil v posuzovaných bodech ostění:

Účinky zatížení pro průkaz únosnosti			
bod na ostění	fáze výstavby (zat. stav)	Návrhové	
		N_{ED} kN	M_{ED} kNm
1	ZS 8	-698,39	-4,77
2	ZS 8	-584,14	-16,74
3	ZS 8	-466,72	-33,64
4	ZS 8	-337,43	21,45
5	ZS 8	-282,26	0,00
6	-	-	-
7	-	-	-

Schémata posuzovaných bodů ostění s vypočtenými hodnotami vnitřních sil:



Posuzovaná konstrukce:

Průřez	b	h
	mm	mm
	1000	250

Schéma průřezu:



Materiálové charakteristiky betonu:

Beton	stáří T	f_{ck}	α_{cc}	γ	f_{cd}	ε_{c2}	ε_{cu}
	dny	MPa	-	-	MPa	-	-
C 20/25	3	10,60	1,00	1,5	7,067	0,0020	0,0035

Materiálové charakteristiky rozptýlené výztuže:

Rozptýlená výztuž	f_{td}
	MPa
ANO	0,590

Materiálové charakteristiky prutové výztuže:

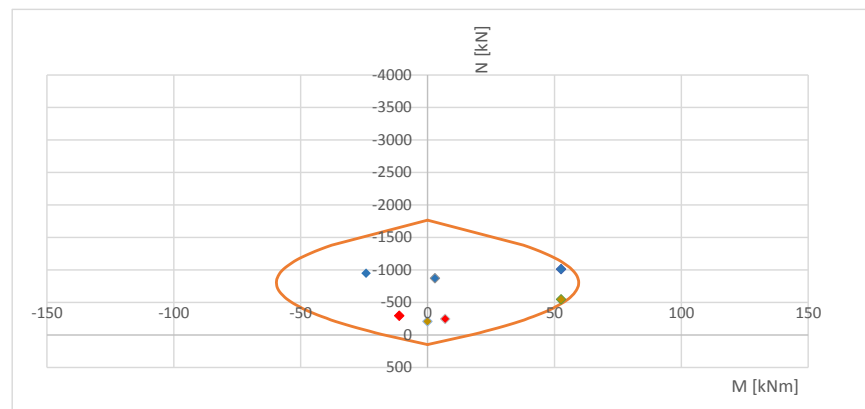
Prutová výztuž	průměr	počet prutů	plocha A_s	krytí výztuže	d_i	E_s	f_y	γ	f_{yd}	ε_{yd}
NE	mm	ks	mm ²	mm	mm	GPa	MPa	-	MPa	-
horní	6	0	0	22	25	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217
dolní	6	0	0	22	25	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217

Vybrané body interakčního diagramu:

bod interakčního diagramu	únosnost		poznámka
	N_{Rd} kN	M_{Rd} kNm	
5	-1766,67	0,00	maximální tlak
32	-807,73	59,56	maximální ohybový moment
5	147,50	0,00	maximální tah

Posouzení na interakci ohybového momentu a normálové síly:

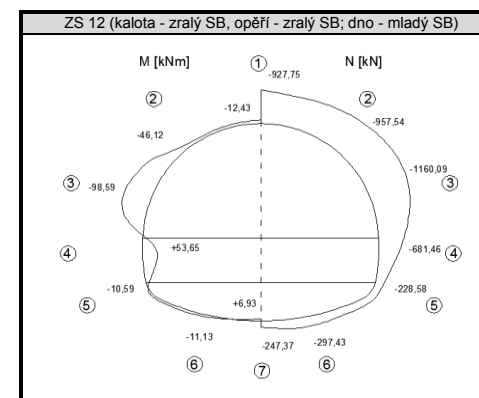
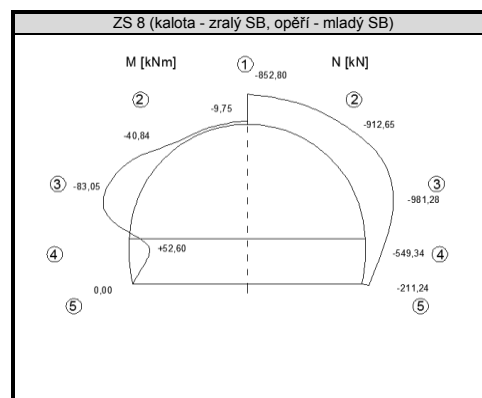
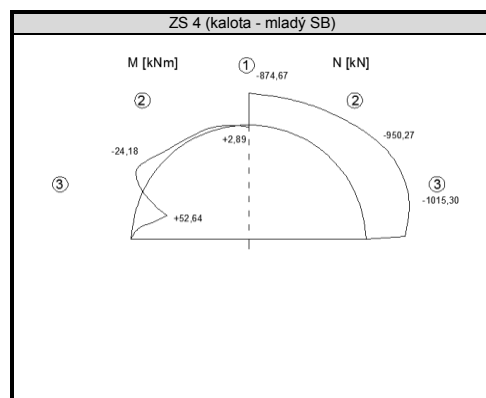
Návrh konstrukce: C 20/25 D1S2,0 D3S1,5; tl. 250 mm

Navržená konstrukce: **VYHOVUJE** z hlediska únosnosti na interakci ohybu a tlaku.

Vypočtené hodnoty vnitřních sil v posuzovaných bodech ostění:

bod na ostění	fáze výstavby (zat. stav)	Účinky zatížení pro průkaz únosnosti	
		Návrhové	
		N_{Ed} kN	M_{Ed} kNm
1	ZS 4	-874,67	2,89
2	ZS 4	-950,27	-24,18
3	ZS 4	-1015,30	52,64
4	ZS 8	-549,34	52,60
5	ZS 8	-211,24	0,00
6	ZS 12	-297,43	-11,13
7	ZS 12	-247,37	6,93

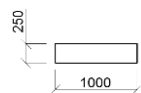
Schémata posuzovaných bodů ostění s vypočtenými hodnotami vnitřních sil:



Posuzovaná konstrukce:

Průřez	b	h
	mm	mm
	1000	250

Schéma průřezu:



Materiálové charakteristiky betonu:

Beton	stáří T	f_{ck}	α_{cc}	γ	f_{cd}	ϵ_{c2}	ϵ_{cu}
	dny	MPa	-	-	MPa	-	-
C 20/25	28	20,00	1,00	1,5	13,333	0,0020	0,0035

Materiálové charakteristiky rozptýlené výztuže:

Rozptýlená výztuž	f_{td}
	MPa
ANO	0,590

Materiálové charakteristiky prutové výztuže:

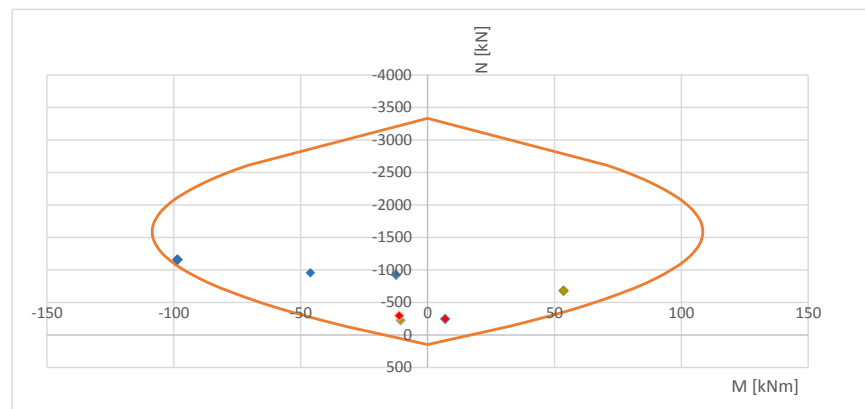
Prutová výztuž	průměr	počet prutů	plocha A_s	krytí výztuže	d_i	E_s	f_y	γ	f_{yd}	ϵ_{yd}
NE	mm	ks	mm ²	mm	mm	GPa	MPa	-	MPa	-
horní	6	0	0	22	25	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217
dolní	6	0	0	22	25	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217

Vybrané body interakčního diagramu:

bod interakčního diagramu	únosnost		poznámka
	N_{Rd} kN	M_{Rd} kNm	
5	-3333,33	0,00	maximální tlak
32	-1574,77	108,50	maximální ohybový moment
5	147,50	0,00	maximální tah

Posouzení na interakci ohybového momentu a normálové síly:

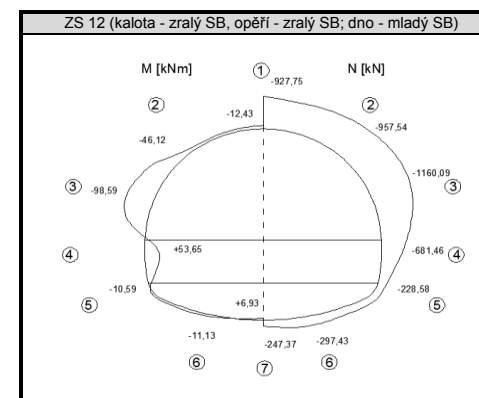
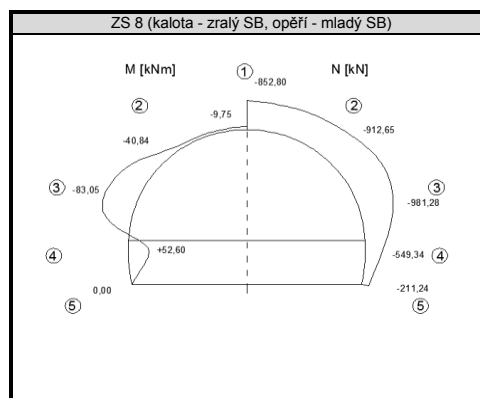
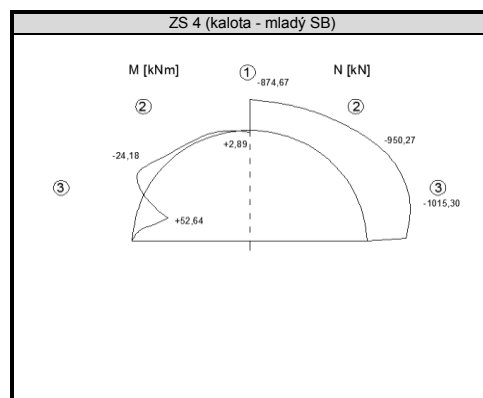
Návrh konstrukce: C 20/25 D1S2,0 D3S1,5; tl. 250 mm

Navržená konstrukce: **VYHOVUJE** z hlediska únosnosti na interakci ohybu a tlaku.

Vypočtené hodnoty vnitřních sil v posuzovaných bodech ostění:

bod na ostění	fáze výstavby (zat. stav)	Účinky zatížení pro průkaz únosnosti	
		Návrhové	
		N_{ED} kN	M_{ED} kNm
1	ZS 12	-927,75	-12,43
2	ZS 12	-957,54	-46,12
3	ZS 12	-1160,09	-98,59
4	ZS 12	-681,46	53,65
5	ZS 12	-228,58	-10,59
6	ZS 12	-297,43	-11,13
7	ZS 12	-247,37	6,93

Schémata posuzovaných bodů ostění s vypočtenými hodnotami vnitřních sil:



Posuzovaná konstrukce:

Průřez	b	h
	mm	mm
	1000	150

Schéma průřezu:



Materiálové charakteristiky betonu:

Beton	stáří T	f_{ck}	α_{cc}	γ	f_{cd}	ϵ_{c2}	ϵ_{cu}
	dny	MPa	-	-	MPa	-	-
C 20/25	3	10,60	1,00	1,5	7,067	0,0020	0,0035

Materiálové charakteristiky rozptýlené výztuže:

Rozptýlená výztuž	f_{td}
	MPa
ANO	0,099

Materiálové charakteristiky prutové výztuže:

Prutová výztuž	průměr	počet prutů	plocha A_s	krytí výztuže	d_l	E_s	f_y	γ	f_{yd}	ϵ_{yd}
NE	mm	ks	mm ²	mm	mm	GPa	MPa	-	MPa	-
horní	6	0	0	25	28	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217
dolní	6	0	0	25	28	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217

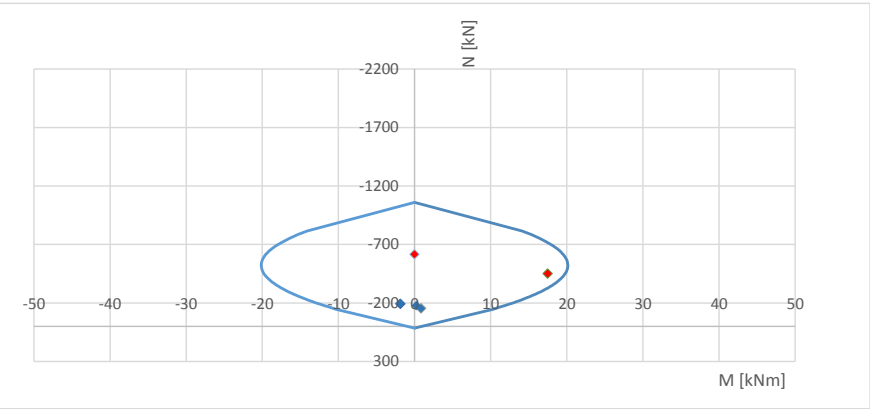
Vybrané body interakčního diagramu:

bod interakčního diagramu	únosnost		poznámka
	N_{Rd} kN	M_{Rd} kNm	
5	-1060,00	0,00	maximální tlak
35	-524,72	20,14	maximální ohybový moment
5	14,85	0,00	maximální tah

Posouzení na interakci ohybového momentu a normálové síly:

Návrh konstrukce: C 20/25; třída vláknobetonu T1; tl. 150 mm

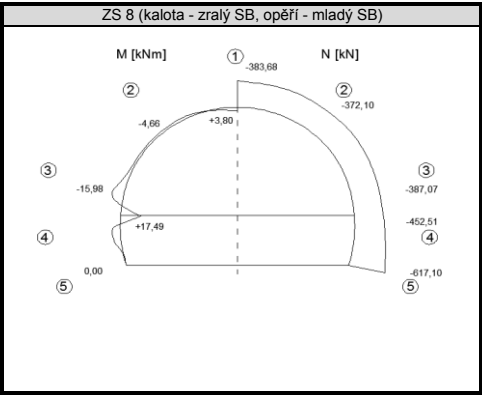
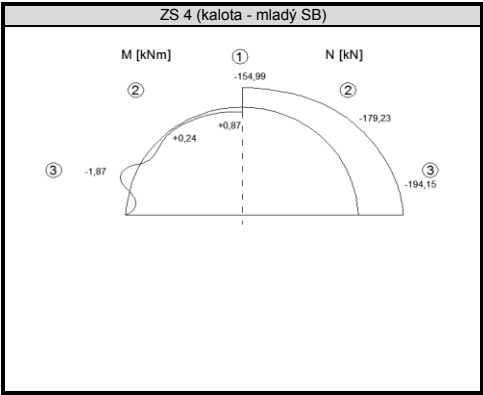
Navržená konstrukce: **VYHOVUJE** z hlediska únosnosti na interakci ohybu a tlaku



Vypočtené hodnoty vnitřních sil v posuzovaných bodech ostění:

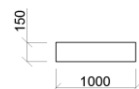
bod na ostění	fáze výstavby (zat. stav)	Návrhové	
		N_{ED}	M_{ED}
		kN	kNm
1	ZS 4	-154,99	0,87
2	ZS 4	-179,23	0,24
3	ZS 4	-194,15	-1,87
4	ZS 8	-452,51	17,49
5	ZS 8	-617,10	0,00
6	-	-	-
7	-	-	-

Schémata posuzovaných bodů ostění s vypočtenými hodnotami vnitřních sil:



Posuzovaná konstrukce:

Průřez	b	h
	mm	mm
	1000	150

Schéma průřezu:**Materiálové charakteristiky betonu:**

Beton	stáří T	f_{ck}	α_{cc}	γ	f_{cd}	ϵ_{c2}	ϵ_{cu}
	dny	MPa	-	-	MPa	-	-
C 20/25	28	20,00	1,00	1,5	13,333	0,0020	0,0035

Materiálové charakteristiky rozptýlené výztuže:

Rozptýlená výztuž	f_{td}
	MPa
ANO	0,099

Materiálové charakteristiky prutové výztuže:

Prutová výztuž	průměr	počet prutů	plocha A_s	krytí výztuže	d_i	E_s	f_y	γ	f_{yd}	ϵ_{yd}
NE	mm	ks	mm ²	mm	mm	GPa	MPa	-	MPa	-
horní	6	0	0	25	28	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217
dolní	6	0	0	25	28	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217

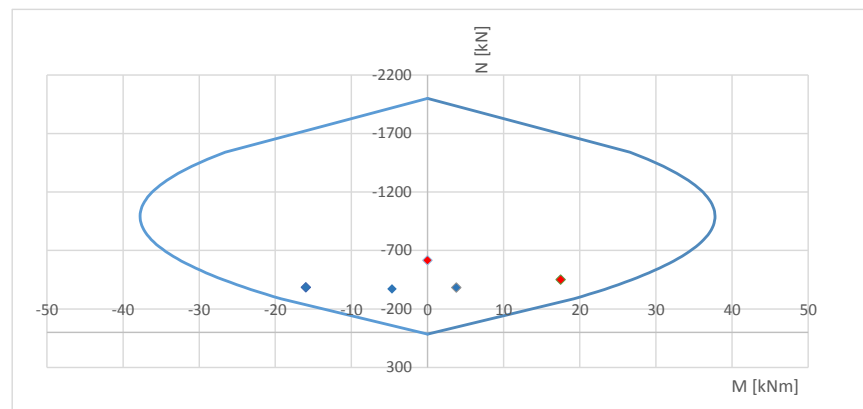
Vybrané body interakčního diagramu:

bod interakčního diagramu	únosnost		poznámka
	N_{Rd} kN	M_{Rd} kNm	
5	-2000,00	0,00	maximální tlak
35	-994,97	37,76	maximální ohybový moment
5	14,85	0,00	maximální tah

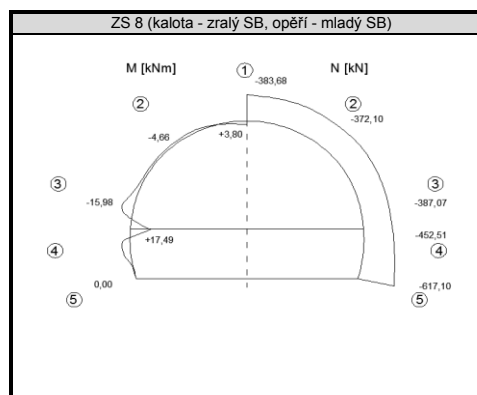
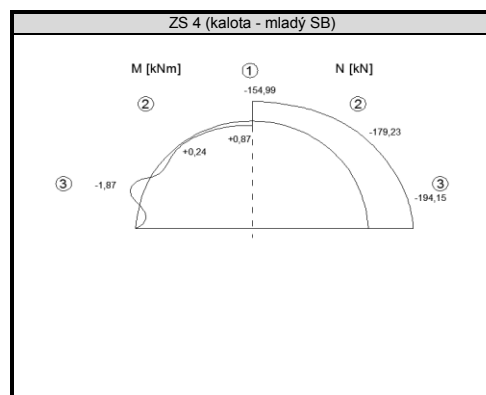
Posouzení na interakci ohybového momentu a normálové síly:

Návrh konstrukce: C 20/25; třída vláknobetonu T1; tl. 150 mm

Navržená konstrukce: **VYHOVUJE** z hlediska únosnosti na interakci ohybu a tlaku

**Vypočtené hodnoty vnitřních sil v posuzovaných bodech ostění:**

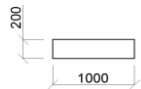
Účinky zatížení pro průkaz únosnosti			
bod na ostění	fáze výstavby (zat. stav)	Návrhové	
		N_{ED} kN	M_{ED} kNm
1	ZS 8	-383,68	3,80
2	ZS 8	-372,10	-4,66
3	ZS 8	-387,09	-15,98
4	ZS 8	-452,51	17,49
5	ZS 8	-617,10	0,00
6	-	-	-
7	-	-	-

Schémata posuzovaných bodů ostění s vypočtenými hodnotami vnitřních sil:

Posuzovaná konstrukce:

Průřez	b	h
	mm	mm
	1000	200

Schéma průřezu:



Materiálové charakteristiky betonu:

Beton	stáří T	f_{ck}	α_{cc}	γ	f_{cd}	ϵ_{c2}	ϵ_{cu}
	dny	MPa	-	-	MPa	-	-
C 20/25	3	10,60	1,00	1,5	7,067	0,0020	0,0035

Materiálové charakteristiky rozptýlené výztuže:

Rozptýlená výztuž	f_{td}
	MPa
ANO	0,099

Materiálové charakteristiky prutové výztuže:

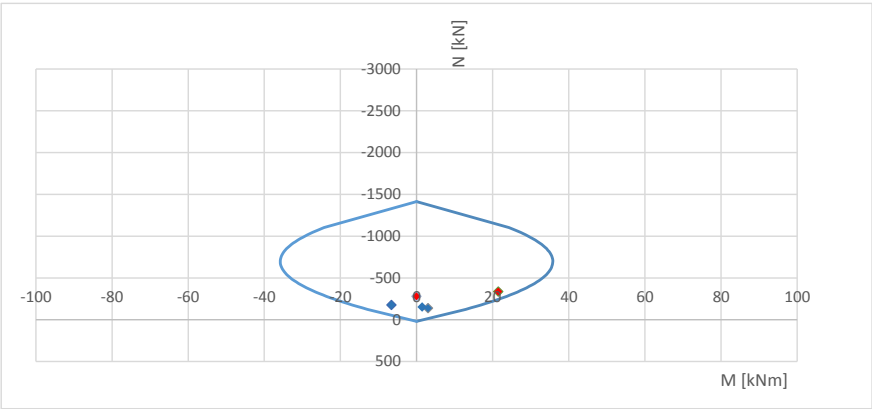
Prutová výztuž	průměr	počet prutů	plocha A_s	krytí výztuže	d_i	E_s	f_y	γ	f_{yd}	ϵ_{yd}
NE	mm	ks	mm ²	mm	mm	GPa	MPa	-	MPa	-
horní	6	0	0	22	25	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217
dolní	6	0	0	22	25	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217

Vybrané body interakčního diagramu:

bod interakčního diagramu	únosnost		poznámka
	N_{Rd} kN	M_{Rd} kNm	
5	-1413,33	0,00	maximální tlak
33	-693,49	35,80	maximální ohybový moment
5	19,80	0,00	maximální tah

Posouzení na interakci ohybového momentu a normálové síly:

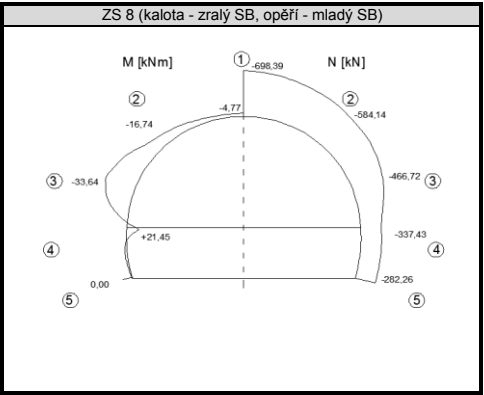
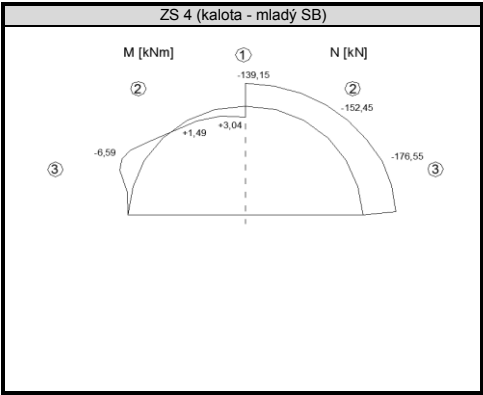
Návrh konstrukce: C 20/25; třída vláknobetonu T1; tl. 200 mm
Navržená konstrukce: **VYHOVUJE** z hlediska únosnosti na interakci ohybu a tlaku.



Vypočtené hodnoty vnitřních sil v posuzovaných bodech ostění:

Účinky zatížení pro průkaz únosnosti			
bod na ostění	fáze výstavby (zat. stav)	Návrhové	
		N_{Ed} kN	M_{Ed} kNm
1	ZS 4	-139,15	3,04
2	ZS 4	-152,45	1,49
3	ZS 4	-176,55	-6,59
4	ZS 8	-337,43	21,45
5	ZS 8	-282,26	0,00
6	-	-	-
7	-	-	-

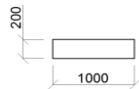
Schémata posuzovaných bodů ostění s vypočtenými hodnotami vnitřních sil:



Posuzovaná konstrukce:

Průřez	b	h
	mm	mm
	1000	200

Schéma průřezu:



Materiálové charakteristiky betonu:

Beton	stáří T	f_{ck}	α_{cc}	γ	f_{cd}	ϵ_{c2}	ϵ_{cu}
	dny	MPa	-	-	MPa	-	-
C 20/25	28	20,00	1,00	1,5	13,333	0,0020	0,0035

Materiálové charakteristiky rozptýlené výztuže:

Rozptýlená výztuž	f_{td}
	MPa
ANO	0,099

Materiálové charakteristiky prutové výztuže:

Prutová výztuž	průměr	počet prutů	plocha A_s	krytí výztuže	d_l	E_s	f_y	γ	f_{yd}	ϵ_{yd}
NE	mm	ks	mm ²	mm	mm	GPa	MPa	-	MPa	-
horní	6	0	0	22	25	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217
dolní	6	0	0	22	25	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217

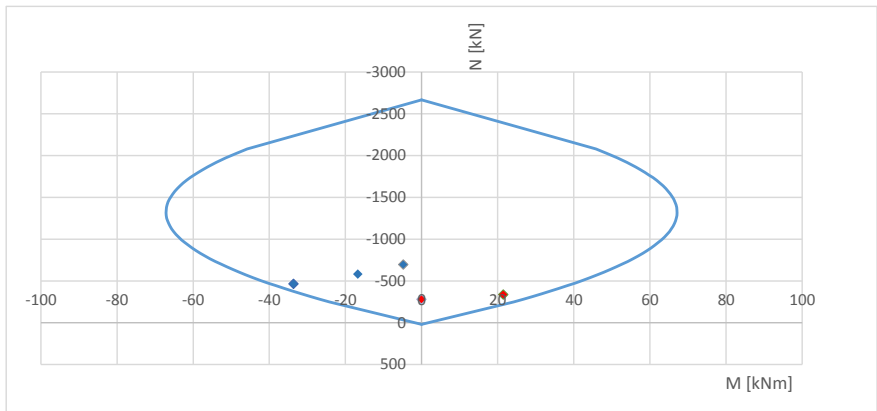
Vybrané body interakčního diagramu:

bod interakčního diagramu	únosnost		poznámka
	N_{Rd} kN	M_{Rd} kNm	
5	-2666,67	0,00	maximální tlak
33	-1315,14	67,13	maximální ohybový moment
5	19,80	0,00	maximální tah

Posouzení na interakci ohybového momentu a normálové síly:

Návrh konstrukce: C 20/25; třída vláknobetonu T1; tl. 200 mm

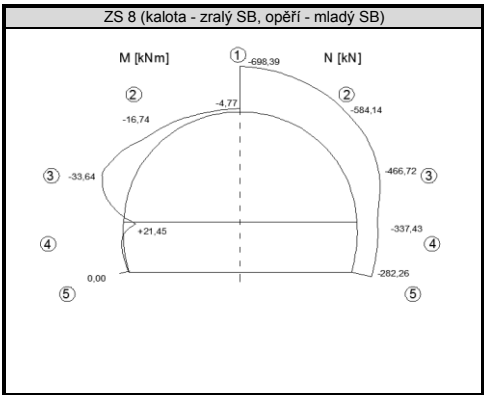
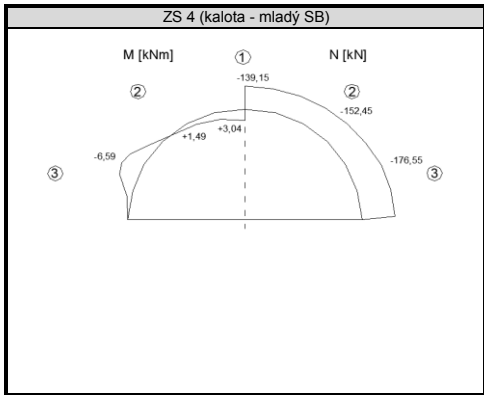
Navržená konstrukce: **VYHOVUJE** z hlediska únosnosti na interakci ohybu a tlaku.



Vypočtené hodnoty vnitřních sil v posuzovaných bodech ostění:

bod na ostění	fáze výstavby (zat. stav)	Návrhové	
		N_{Ed} kN	M_{Ed} kNm
1	ZS 8	-698,39	-4,77
2	ZS 8	-584,14	-16,74
3	ZS 8	-466,72	-33,64
4	ZS 8	-337,43	21,45
5	ZS 8	-282,26	0,00
6	-	-	-
7	-	-	-

Schémata posuzovaných bodů ostění s vypočtenými hodnotami vnitřních sil:



Posuzovaná konstrukce:

Průřez	b	h
	mm	mm
	1000	250

Schéma průřezu:**Materiálové charakteristiky betonu:**

Beton	stáří T	f_{ck}	α_{cc}	γ	f_{cd}	ϵ_{c2}	ϵ_{cu}
	dny	MPa	-	-	MPa	-	-
C 20/25	3	10,60	1,00	1,5	7,067	0,0020	0,0035

Materiálové charakteristiky rozptýlené výztuže:

Rozptýlená výztuž	f_{td}
	MPa
ANO	0,419

Materiálové charakteristiky prutové výztuže:

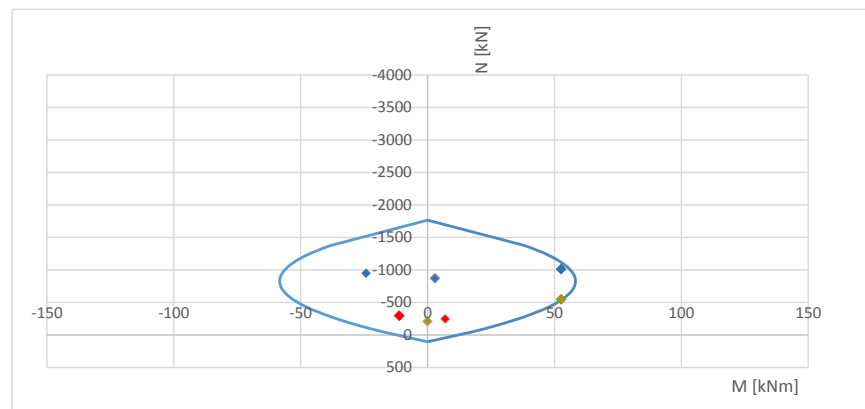
Prutová výztuž	průměr	počet prutů	plocha A_s	krytí výztuže	d_i	E_s	f_y	γ	f_{yd}	ϵ_{yd}
NE	mm	ks	mm ²	mm	mm	GPa	MPa	-	MPa	-
horní	6	0	0	22	25	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217
dolní	6	0	0	22	25	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217

Vybrané body interakčního diagramu:

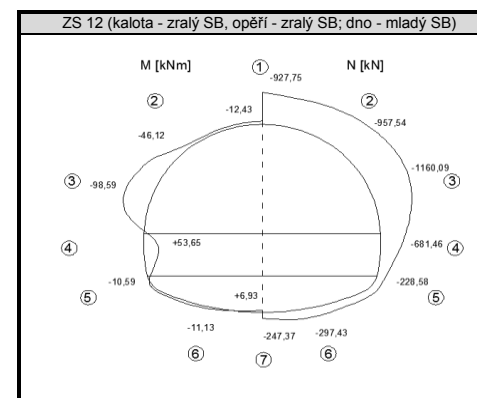
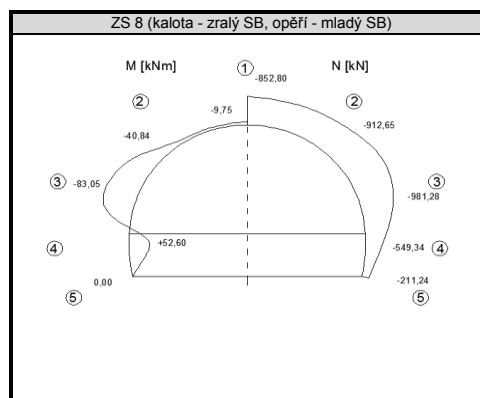
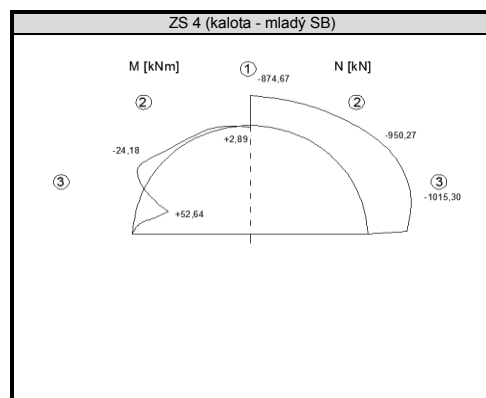
bod interakčního diagramu	únosnost		poznámka
	N_{Rd} kN	M_{Rd} kNm	
5	-1766,67	0,00	maximální tlak
32	-824,32	58,29	maximální ohybový moment
5	104,75	0,00	maximální tah

Posouzení na interakci ohybového momentu a normálové síly:

Návrh konstrukce: C 20/25; třída vláknobetonu T6; tl. 250 mm

Navržená konstrukce: **VYHOVUJE** z hlediska únosnosti na interakci ohybu a tlaku.**Vypočtené hodnoty vnitřních sil v posuzovaných bodech ostění:**

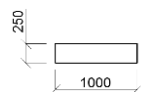
bod na ostění	fáze výstavby (zat. stav)	Návrhové	
		N_{Ed}	M_{Ed}
		kN	kNm
1	ZS 4	-874,67	2,89
2	ZS 4	-950,27	-24,18
3	ZS 4	-1015,30	52,64
4	ZS 8	-549,34	52,60
5	ZS 8	-211,24	0,00
6	ZS 12	-297,43	-11,13
7	ZS 12	-247,37	6,93

Schémata posuzovaných bodů ostění s vypočtenými hodnotami vnitřních sil:

Posuzovaná konstrukce:

Průřez	b	h
	mm	mm
	1000	250

Schéma průřezu:



Materiálové charakteristiky betonu:

Beton	stáří T	f_{ck}	α_{cc}	γ	f_{cd}	ϵ_{c2}	ϵ_{cu}
	dny	MPa	-	-	MPa	-	-
C 20/25	28	20,00	1,00	1,5	13,333	0,0020	0,0035

Materiálové charakteristiky rozptýlené výztuže:

Rozptýlená výztuž	f_{td}
	MPa
ANO	0,419

Materiálové charakteristiky prutové výztuže:

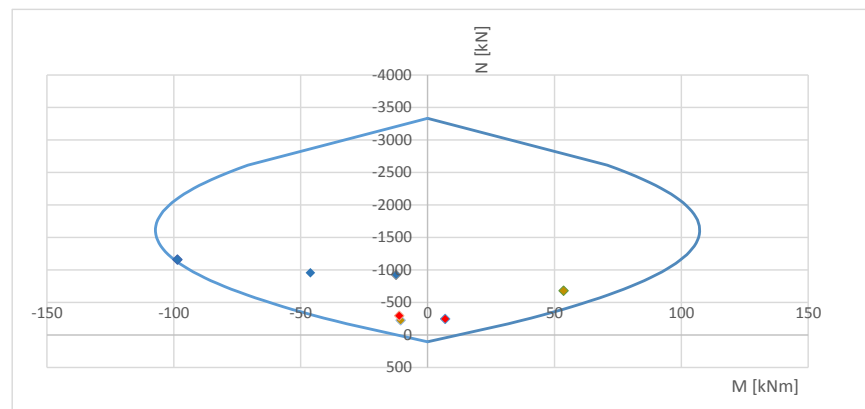
Prutová výztuž	průměr	počet prutů	plocha A_s	krytí výztuže	d_i	E_s	f_y	γ	f_{yd}	ϵ_{yd}
NE	mm	ks	mm ²	mm	mm	GPa	MPa	-	MPa	-
horní	6	0	0	22	25	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217
dolní	6	0	0	22	25	200,000	500,000	1,15	434,783	0,00217

Vybrané body interakčního diagramu:

bod interakčního diagramu	únosnost		poznámka
	N_{Rd} kN	M_{Rd} kNm	
5	-3333,33	0,00	maximální tlak
32	-1591,36	107,23	maximální ohybový moment
5	104,75	0,00	maximální tah

Posouzení na interakci ohybového momentu a normálové síly:

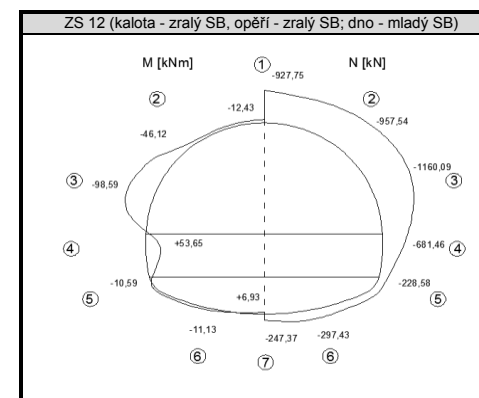
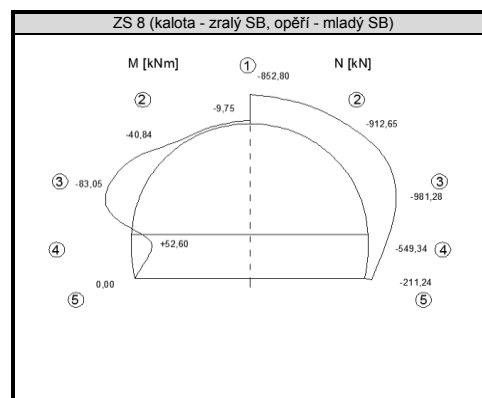
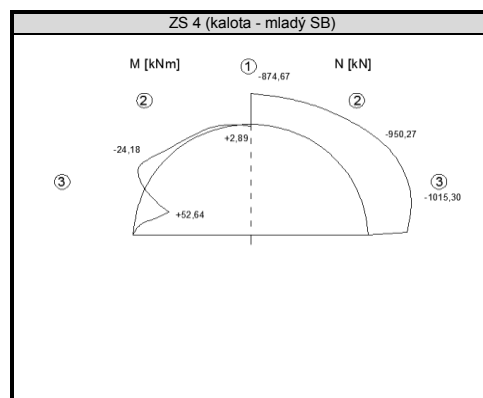
Návrh konstrukce: C 20/25; třída vláknobetonu T6; tl. 250 mm

Navržená konstrukce: **VYHOVUJE** z hlediska únosnosti na interakci ohybu a tlaku.

Vypočtené hodnoty vnitřních sil v posuzovaných bodech ostění:

bod na ostění	fáze výstavby (zat. stav)	Návrhové	
		N_{ED}	M_{ED}
		kN	kNm
1	ZS 12	-927,75	-12,43
2	ZS 12	-957,54	-46,12
3	ZS 12	-1160,09	-98,59
4	ZS 12	-681,46	53,65
5	ZS 12	-228,58	-10,59
6	ZS 12	-297,43	-11,13
7	ZS 12	-247,37	6,93

Schémata posuzovaných bodů ostění s vypočtenými hodnotami vnitřních sil:



Přílohová část 8

Zpracované časové snímky

Seznam příloh:

Příloha č. 8. 1	Časové snímky TT 4.1 – kalota
Příloha č. 8. 2	Časové snímky TT 4.1 – opěří
Příloha č. 8. 3	Časové snímky TT 4.2 – kalota
Příloha č. 8. 4	Časové snímky TT 4.2 – opěří
Příloha č. 8. 5	Časové snímky TT 5.1 – kalota
Příloha č. 8. 6	Časové snímky TT 5.1 – opěří
Příloha č. 8. 7	Časové snímky TT 5.2 – kalota
Příloha č. 8. 8	Časové snímky TT 5.2 – opěří

TT 4.1 – kalota, běžně vyztužené ostění (3,72 m/den)

Časový snímek	
Technologická třída:	4.1
Část profilu:	kalota
Průměrná délka záběru [m]:	2,3
Průměrná rychlost ražby [m/den]:	3,72
Délka raženého úseku [m]:	1404,2
Celkový čas ražby úseku [den]:	377

			Běžně vyztužené ostění (rámy a sítě)
Činnosti a prostoje na kritické cestě	[min]	[%]	čas [min] →
Označení polohy vrtů pro odstřel a vrtání	153	17,2	
Nabíjení vrtů a odstřel	107	12,0	
Větrání	20	2,2	
Odvoz rubaniny, profilování, geologické mapování	168	18,9	
Montáž výztužných rámu a sítě	100	11,2	
Stříkání betonu	113	12,7	
Realizace svorníků	73	8,2	
Poruchy	20	2,2	
Prostoje	92	10,3	
Ostatní	44	4,9	
	Σ	890	100

TT 4.1 – kalota, vlákobetonové ostění (4,19 m/den)

Časový snímek	
Technologická třída:	4.1
Část profilu:	kalota
Průměrná délka záběru [m]:	2,3
Průměrná rychlost ražby [m/den]:	4,19
Délka raženého úseku [m]:	1404,2
Celkový čas ražby úseku [den]:	335

			Vlákobetonové ostění
Činnosti a prostoje na kritické cestě	[min]	[%]	čas [min] →
Označení polohy vrtů pro odstřel a vrtání	153	19,4	
Nabíjení vrtů a odstřel	107	13,5	
Větrání	20	2,5	
Odvoz rubaniny, profilování, geologické mapování	168	21,3	
Montáž výztužných rámu a sítě	0	0,0	
Stříkání betonu	113	14,3	
Realizace svorníků	73	9,2	
Poruchy	20	2,5	
Prostoje	92	11,6	
Ostatní	44	5,6	
	Σ	790	100

TT 4.1 – opěří, běžně vyztužené ostění (14,29 m/den)

Časový snímek	
Technologická třída:	4.1
Část profilu:	opěří
Průměrná délka záběru [m]:	3,9
Průměrná rychlost ražby [m/den]:	14,29
Délka raženého úseku [m]:	2512,9
Celkový čas ražby úseku [den]:	176

			Běžně vyztužené ostění (rámy a sítě)
Činnosti a prostoje na kritické cestě	[min]	[%]	čas [min] →
Označení polohy vrtů pro odstřel a vrtání	63	16,0	
Nabíjení vrtů a odstřel	62	15,8	
Větrání	30	7,6	
Odvoz rubaniny, profilování, geologické mapování	103	26,2	
Montáž výztužných rámu a sítě	38	9,7	
Stříkání betonu	47	12,0	
Realizace svorníků	3	0,8	
Poruchy	8	2,0	
Prostoje	14	3,6	
Ostatní	25	6,4	
	Σ	393	100

TT 4.1 – opěří, vlákno-betonové ostění (15,82 m/den)

Časový snímek	
Technologická třída:	4.1
Část profilu:	opěří
Průměrná délka záběru [m]:	3,9
Průměrná rychlost ražby [m/den]:	15,82
Délka raženého úseku [m]:	2512,9
Celkový čas ražby úseku [den]:	159

			Vlákno-betonové ostění
Činnosti a prostoje na kritické cestě	[min]	[%]	čas [min] →
Označení polohy vrtů pro odstřel a vrtání	63	17,7	
Nabíjení vrtů a odstřel	62	17,5	
Větrání	30	8,5	
Odvoz rubaniny, profilování, geologické mapování	103	29,0	
Montáž výztužných rámu a sítě	0	0,0	
Stříkání betonu	47	13,2	
Realizace svorníků	3	0,8	
Poruchy	8	2,3	
Prostoje	14	3,9	
Ostatní	25	7,0	
	Σ	355	100

TT 4.2 – kalota, běžně vyztužené ostění (3,58 m/den)

Časový snímek	
Technologická třída:	4.2
Část profilu:	kalota
Průměrná délka záběru [m]:	2,1
Průměrná rychlost ražby [m/den]:	3,58
Délka raženého úseku [m]:	1168,5
Celkový čas ražby úseku [den]:	326

			Běžně vyztužené ostění (rámy a sítě)
Činnosti a prostoje na kritické cestě	[min]	[%]	čas [min] →
Označení polohy vrtů pro odstřel a vrtání	125	14,8	
Nabíjení vrtů a odstřel	90	10,7	
Větrání	22	2,6	
Odvoz rubaniny, profilování, geologické mapování	194	23,0	
Montáž vyztužných rámu a sítě	101	12,0	
Stříkání betonu	140	16,6	
Realizace svorníků	38	4,5	
Poruchy	20	2,4	
Prostoje	99	11,7	
Ostatní	15	1,8	
	Σ	844	100

TT 4.2 – kalota, vlákobetonové ostění (4,07 m/den)

Časový snímek	
Vyztužovací třída:	4.2
Část profilu:	kalota
Průměrná délka záběru [m]:	2,1
Průměrná rychlost ražby [m/den]:	4,07
Délka raženého úseku [m]:	1168,5
Celkový čas ražby úseku [den]:	287

			Vlákobetonové ostění
Činnosti a prostoje na kritické cestě	[min]	[%]	čas [min] →
Označení polohy vrtů pro odstřel a vrtání	125	16,8	
Nabíjení vrtů a odstřel	90	12,1	
Větrání	22	3,0	
Odvoz rubaniny, profilování, geologické mapování	194	26,1	
Montáž vyztužných rámu a sítě	0	0,0	
Stříkání betonu	140	18,8	
Realizace svorníků	38	5,1	
Poruchy	20	2,7	
Prostoje	99	13,3	
Ostatní	15	2,0	
	Σ	743	100

TT 4.2 – opěří, běžně vyztužené ostění (10,83 m/den)

Časový snímek	
Technologická třída:	4.2
Část profilu:	opěří
Průměrná délka záběru [m]:	3,4
Průměrná rychlost ražby [m/den]:	10,83
Délka raženého úseku [m]:	733,8
Celkový čas ražby úseku [den]:	68

			Běžně vyztužené ostění (rámy a sítě)
Činnosti a prostoje na kritické cestě	[min]	[%]	čas [min] →
Označení polohy vrtů pro odstřel a vrtání	64	14,2	
Nabíjení vrtů a odstřel	66	14,6	
Větrání	25	5,5	
Odvoz rubaniny, profilování, geologické mapování	128	28,3	
Montáž výztužných rámu a sítě	42	9,3	
Stříkání betonu	57	12,6	
Realizace svorníků	19	4,2	
Poruchy	6	1,3	
Prostoje	21	4,6	
Ostatní	24	5,3	
	Σ	452	100

TT 4.2 – opěří, vláknobetonové ostění (11,94 m/den)

Časový snímek	
Technologická třída:	4.2
Část profilu:	opěří
Průměrná délka záběru [m]:	3,4
Průměrná rychlost ražby [m/den]:	11,94
Délka raženého úseku [m]:	733,8
Celkový čas ražby úseku [den]:	61

			Vláknobetonové ostění
Činnosti a prostoje na kritické cestě	[min]	[%]	čas [min] →
Označení polohy vrtů pro odstřel a vrtání	64	15,6	
Nabíjení vrtů a odstřel	66	16,1	
Větrání	25	6,1	
Odvoz rubaniny, profilování, geologické mapování	128	31,2	
Montáž výztužných rámu a sítě	0	0,0	
Stříkání betonu	57	13,9	
Realizace svorníků	19	4,6	
Poruchy	6	1,5	
Prostoje	21	5,1	
Ostatní	24	5,9	
	Σ	410	100

TT 5.1 – kalota, běžně vyztužené ostění (3,54 m/den)

Časový snímek	
Technologická třída:	5.1
Část profilu:	kalota
Průměrná délka záběru [m]:	1,7
Průměrná rychlost ražby [m/den]:	3,54
Délka raženého úseku [m]:	1115,3
Celkový čas ražby úseku [den]:	315

			Běžně vyztužené ostění (rámy a sítě)
Činnosti a prostoje na kritické cestě	[min]	[%]	čas [min] →
Označení polohy vrtů pro odstřel a vrtání	97	14,0	
Nabíjení vrtů a odstřel	77	11,1	
Větrání	28	4,0	
Odvoz rubaniny, profilování, geologické mapování	156	22,5	
Montáž výztužných rámu a sítě	78	11,3	
Stříkání betonu	125	18,1	
Realizace svorníků	45	6,5	
Poruchy	20	2,9	
Prostoje	37	5,3	
Ostatní	29	4,2	
	Σ	692	100

TT 5.1 – kalota, vlákobetonové ostění (3,99 m/den)

Časový snímek	
Technologická třída:	5.1
Část profilu:	kalota
Průměrná délka záběru [m]:	1,7
Průměrná rychlost ražby [m/den]:	3,99
Délka raženého úseku [m]:	1115,3
Celkový čas ražby úseku [den]:	280

			Vlákobetonové ostění
Činnosti a prostoje na kritické cestě	[min]	[%]	čas [min] →
Označení polohy vrtů pro odstřel a vrtání	97	15,8	
Nabíjení vrtů a odstřel	77	12,5	
Větrání	28	4,6	
Odvoz rubaniny, profilování, geologické mapování	156	25,4	
Montáž výztužných rámu a sítě	0	0,0	
Stříkání betonu	125	20,4	
Realizace svorníků	45	7,3	
Poruchy	20	3,3	
Prostoje	37	6,0	
Ostatní	29	4,7	
	Σ	614	100

TT 5.1 – opěří, běžně vyztužené ostění (9,73 m/den)

Časový snímek	
Technologická třída:	5.1
Část profilu:	opěří
Průměrná délka záběru [m]:	3,1
Průměrná rychlost ražby [m/den]:	9,73
Délka raženého úseku [m]:	515,0
Celkový čas ražby úseku [den]:	53

			Běžně vyztužené ostění (rámy a sítě)
Činnosti a prostoje na kritické cestě	[min]	[%]	čas [min] →
Označení polohy vrtů pro odstřel a vrtání	55	12,0	
Nabíjení vrtů a odstřel	45	9,8	
Větrání	21	4,6	
Odvoz rubaniny, profilování, geologické mapování	125	27,2	
Montáž výztužných rámu a sítě	64	13,9	
Stříkání betonu	64	13,9	
Realizace svorníků	25	5,4	
Poruchy	5	1,1	
Prostoje	22	4,8	
Ostatní	33	7,2	
	Σ	459	100

TT 5.1 – opěří, vláknobetonové ostění (11,30 m/den)

Časový snímek	
Technologická třída:	5.1
Část profilu:	opěří
Průměrná délka záběru [m]:	3,1
Průměrná rychlost ražby [m/den]:	11,30
Délka raženého úseku [m]:	515,0
Celkový čas ražby úseku [den]:	46

			Vláknobetonové ostění
Činnosti a prostoje na kritické cestě	[min]	[%]	čas [min] →
Označení polohy vrtů pro odstřel a vrtání	55	13,9	
Nabíjení vrtů a odstřel	45	11,4	
Větrání	21	5,3	
Odvoz rubaniny, profilování, geologické mapování	125	31,6	
Montáž výztužných rámu a sítě	0	0,0	
Stříkání betonu	64	16,2	
Realizace svorníků	25	6,3	
Poruchy	5	1,3	
Prostoje	22	5,6	
Ostatní	33	8,4	
	Σ	395	100

TT 5.2 – kalota, běžně vyztužené ostění (2,11 m/den)

Časový snímek	
Technologická třída:	5.2
Část profilu:	kalota
Průměrná délka záběru [m]:	1,4
Průměrná rychlost ražby [m/den]:	2,11
Délka raženého úseku [m]:	270,4
Celkový čas ražby úseku [den]:	128

			Běžně vyztužené ostění (rámy a sítě)
Činnosti a prostoje na kritické cestě	[min]	[%]	čas [min] →
Označení polohy vrtů pro odstřel a vrtání	73	7,7	
Nabíjení vrtů a odstřel	58	6,1	
Větrání	14	1,5	
Odvoz rubaniny, profilování, geologické mapování	247	25,9	
Montáž vyztužných rámu a sítě	147	15,4	
Stříkání betonu	171	17,9	
Realizace svorníků	139	14,6	
Poruchy	40	4,2	
Prostoje	18	1,9	
Ostatní	47	4,9	
	Σ	954	100

TT 5.2 – kalota, vlákobetonové ostění (2,50 m/den)

Časový snímek	
Technologická třída:	5.2
Část profilu:	kalota
Průměrná délka záběru [m]:	1,4
Průměrná rychlost ražby [m/den]:	2,50
Délka raženého úseku [m]:	270,4
Celkový čas ražby úseku [den]:	108

			Vlákobetonové ostění
Činnosti a prostoje na kritické cestě	[min]	[%]	čas [min] →
Označení polohy vrtů pro odstřel a vrtání	73	9,0	
Nabíjení vrtů a odstřel	58	7,2	
Větrání	14	1,7	
Odvoz rubaniny, profilování, geologické mapování	247	30,6	
Montáž vyztužných rámu a sítě	0	0,0	
Stříkání betonu	171	21,2	
Realizace svorníků	139	17,2	
Poruchy	40	5,0	
Prostoje	18	2,2	
Ostatní	47	5,8	
	Σ	807	100

TT 5.2 – opěří, běžně vyztužené ostění (9,70 m/den)

Časový snímek	
Technologická třída:	5.2
Část profilu:	opěří
Průměrná délka záběru [m]:	3,2
Průměrná rychlost ražby [m/den]:	9,70
Délka raženého úseku [m]:	202,0
Celkový čas ražby úseku [den]:	21

			Běžně vyztužené ostění (rámy a sítě)
Činnosti a prostoje na kritické cestě	[min]	[%]	čas [min] →
Označení polohy vrtů pro odstřel a vrtání	36	7,6	
Nabíjení vrtů a odstřel	30	6,3	
Větrání	15	3,2	
Odvoz rubaniny, profilování, geologické mapování	147	30,9	
Montáž výztužných rámu a sítě	76	16,0	
Stříkání betonu	82	17,3	
Realizace svorníků	26	5,5	
Poruchy	5	1,1	
Prostoje	29	6,1	
Ostatní	29	6,1	
	Σ	475	100

TT 5.2 – opěří, vláknobetonové ostění (11,55 m/den)

Časový snímek	
Technologická třída:	5.2
Část profilu:	opěří
Průměrná délka záběru [m]:	3,2
Průměrná rychlost ražby [m/den]:	11,55
Délka raženého úseku [m]:	202,0
Celkový čas ražby úseku [den]:	17

			Vláknobetonové ostění
Činnosti a prostoje na kritické cestě	[min]	[%]	čas [min] →
Označení polohy vrtů pro odstřel a vrtání	36	9,0	
Nabíjení vrtů a odstřel	30	7,5	
Větrání	15	3,8	
Odvoz rubaniny, profilování, geologické mapování	147	36,8	
Montáž výztužných rámu a sítě	0	0,0	
Stříkání betonu	82	20,6	
Realizace svorníků	26	6,5	
Poruchy	5	1,3	
Prostoje	29	7,3	
Ostatní	29	7,3	
	Σ	399	100